

VIADUTOS HÍBRIDOS MISTOS DE AÇO E BETÃO: PROCESSOS CONSTRUTIVOS E EFEITOS REOLÓGICOS DO BETÃO

MIGUEL NEVES MARTINS FERREIRA DE ARAÚJO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação envolveu várias pessoas que de forma directa ou indirecta permitiram levar a bom termo a sua concretização. Expresso assim uma palavra de agradecimento a todas elas e em particular:

À minha família pela forma como sempre me apoiou no decorrer da minha formação humana e académica.

Ao Professor António Adão da Fonseca, orientador científico desta dissertação, pelo apoio prestado durante a execução deste trabalho.

Ao Engenheiro Mário Pimentel, pela paciência demonstrada e sua disponibilidade.

Aos colegas da faculdade e em especial aos colegas e companheiros Nuno Martins, Ricardo Granja, Inês Ruvina e Fernando Leite, com quem convivi, não só durante a realização desta dissertação, mas igualmente durante todo o percurso universitário, tendo sempre contribuído para um produtivo e simultaneamente descontraído ambiente de trabalho.

RESUMO

Esta dissertação tem como objectivo principal o estudo dos efeitos reológicos do betão em viadutos híbridos mistos de aço e betão, a realização de uma análise paramétrica dos factores que os influenciam e a avaliação dos métodos de análise que melhor se adequam à sua simulação. Procura ainda enunciar sumariamente as soluções e os processos construtivos adoptados na generalidade dos viadutos híbridos mistos de aço e betão e faz uma breve referência ao processo construtivo seguido na ponte Pedro e Inês em Coimbra.

Expõe de forma sintética os efeitos reológicos do betão, os factores que os influenciam e as suas leis de previsão segundo as normas europeia EN 1992: 1-1 de 2004 e norte-americana ACI209R-92. Exibe o estado de conhecimento dos efeitos primários e secundários da retracção em pontes mista e dos métodos de simulação do comportamento viscoelástico linear do betão, distinguindo os métodos algébricos simplificados e os métodos numéricos, baseados em funções do tipo integral – diferencial.

PALAVRAS-CHAVE: Fluência, Retracção, Pontes Mistas, Processos Construtivos, Viscoelasticidade.

ABSTRACT

The aim of this work is to study the rheological effects of concrete in composite bridges, to perform a parametric analysis of the factors that influence them and to evaluate the analysis methods that best adjust to its simulation. Moreover, this work summarily describes the constructive solutions and processes used in the generality of the composite bridges and makes a brief reference to the constructive process followed in the bridge Pedro and Inês at Coimbra.

It synthetically exposes the rheological effects of the concrete, the factors that influence them and its laws of forecast, according to EN 1992: 1-1 of 2004 and ACI209R-92. It shows the state of the art of the primary and secondary effects of the shrinkage in composite bridges and the methods of simulation of the viscoelastic behaviour of the concrete, distinguishing the simplified algebraic methods and the numerical methods, based in integral-differential-type functions.

KEYWORDS: Creep, Shrinkage, Composite Bridges, Construction Sequence, Viscoelasticity.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. Contextualização Inicial	1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. ÂMBITO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	3
2. Processos Construtivos	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. A MODELAÇÃO DOS VÃOS	7
2.3. LAJES DE TABULEIRO, SECÇÕES TRANSVERSAIS E ELEMENTOS DE TRAVAMENTO	7
2.3.1. VIGAS UNIVERSAIS OU VIGAS DE AÇO LAMINADAS COM PERFIL I	11
2.3.2. VIGAS DE ALMA CHEIA	13
2.3.3. VIGAS CAIXÃO	15
2.4. SISTEMAS DE MONTAGEM E TRANSPORTE	19
2.4.1. MONTAGEM COM GRUAS	19
2.4.2. MONTAGEM POR AVANÇOS SUCESSIVOS	21
2.4.3. MONTAGEM POR IÇAMENTO	21
2.4.4. MONTAGEM POR DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS	21
2.4.5. MONTAGEM POR ROTAÇÃO	23
2.4.6. TRANSPORTE	24
2.5. INFLUÊNCIA DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS NO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS.....	24
3. Comportamento Reológico do Betão	29
3.1. INTRODUÇÃO	29
3.2. MATURAÇÃO DO BETÃO	31
3.2.1. DEFINIÇÃO	31
3.2.2. PREVISÃO PELO EUROCÓDIGO 2	31

3.2.3. PREVISÃO PELO ACI 209R-92	32
3.3. RETRACÇÃO DO BETÃO	33
3.3.1. DEFINIÇÃO	33
3.3.2. PREVISÃO PELO EUROCÓDIGO 2	35
3.3.3. PREVISÃO PELO ACI 209R-92	38
3.4. FLUÊNCIA DO BETÃO	40
3.4.1. DEFINIÇÃO	40
3.4.2. PREVISÃO PELO EUROCÓDIGO 2	42
3.4.3. PREVISÃO PELO ACI 209R-92	46

4. Efeitos Reológicos do Betão no Comportamento Estrutural de Pontes Mistas

4.1. INTRODUÇÃO	49
4.2. FLUÊNCIA EM PONTES MISTAS E MÉTODOS DE PREVISÃO.....	51
4.2.1. MÉTODOS ALGÉBRICOS SIMPLIFICADOS	54
4.2.2. MÉTODOS DE ANÁLISE NUMÉRICA	65
4.3. EFEITOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS DA RETRACÇÃO	72
4.3.1. EFEITOS PRIMÁRIOS DA RETRACÇÃO	75
4.3.2. EFEITOS SECUNDÁRIOS DA RETRACÇÃO	78
4.4. RESPOSTA ESTRUTURAL E INFLUÊNCIA DOS SISTEMAS DE CONEXÃO.....	80
4.5. INFLUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO	93

5. Estudo de Caso

5.1. INTRODUÇÃO	99
5.2. PROCESSO CONSTRUTIVO	102
5.3. EFEITOS REOLÓGICOS DO BETÃO	104
5.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO	105
5.3.2. RESPOSTA ESTRUTURAL ADMITINDO O COMPORTAMENTO ELÁSTICO DO BETÃO	106
5.3.3. RESPOSTA ESTRUTURAL ADMITINDO O COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO DO BETÃO	109
5.3.3.1 Lei da Fluência do CEB – FIP Model Code 1990	109
5.3.3.2 Lei da Fluência do ACI209R-92	118
5.3.3.3 Métodos Algébricos	120
5.3.3.4 Análise Paramétrica dos Factores que Influenciam o Comportamento da Fluência	121

5.3.4. RESPOSTA ESTRUTURAL ADMITINDO O EFEITO DA RETRACÇÃO DO BETÃO	129
5.3.4.1 Lei da Retracção do CEB – FIP Model Code 1990	129
5.3.4.2 Lei da Retracção do ACI209R-92	136
5.3.4.3 Análise Paramétrica dos Factores que Influenciam o Comportamento da Retracção	139
5.3.5. RESPOSTA ESTRUTURAL ADMITINDO OS EFEITOS DA RETRACÇÃO E DA FLUÊNCIA DO BETÃO	144
 6. Contextualização Final	 149
6.1. CONCLUSÕES	149
6.2. RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	150
 ANEXOS	 155

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Secção transversal do viaduto misto em Conflans-Sainte- Honorine, França (Johnson, R.P. <i>et al</i> 1979)	8
Fig.2.2 – Viaduto misto em Conflans-Sainte-Honorine, França (ph: Jacques Mossot)	8
Fig.2.3 – Parte simétrica da secção transversal da ponte Veveyse, Suíça (Johnson, R.P. <i>et al</i> 1979)	9
Fig.2.4 – Detalhe do método construtivo por cordões deslizantes (Viñuela, L. 1997)	10
Fig.2.5 – Secção transversal do viaduto D'Illarsaz, Suíça, e ponto da cedência por empenamento (A) (Johnson, R.P. <i>et al</i> 1979)	11
Fig.2.6 – Esquema tipo de uma secção transversal constituída por quatro vigas universais (Hayward, A. 2005)	11
Fig.2.7 – Viga pré-flectida com 41,25m de comprimento, adoptada na ponte Kerpen Horrem, Alemanha (Morano, S.G. <i>et al</i> 2006)	12
Fig.2.8 – Fases construtivas de vigas pré-flectidas: (A) montagem da viga de aço; (B) pré-flexão da viga de aço; (C) betonagem do banzo de betão; (E) colocação da laje de tabuleiro (Morano, S.G. <i>et al</i> 2006) ..	13
Fig.2.9 – Esquema tipo de uma secção transversal constituída por duas vigas gémeas de alma cheia e uma <i>haunched slab</i> (Hayward, A. 2005)	13
Fig.2.10 – Ponte Blacow, Lancashire – Reino Unido (Drake, J. 1969)	14
Fig.2.11 – Esquema tipo de uma secção transversal constituída por duas vigas gémeas de alma cheia e uma <i>haunched slab</i> (Hayward, A. 2005)	14
Fig.2.12 – Esquema tipo de uma secção transversal constituída por duas vigas gémeas de alma cheia e um <i>stringer</i> longitudinal (Hayward, A. 2005)	14
Fig.2.13 – Secção transversal tipo da ponte Weiberswoog, Alemanha (Johnson, R.P. <i>et al</i> 1979)	16
Fig.2.14 – Viaduto White Cart na Escócia, elevação de um troço de caixão trapezoidal que constituía um dos três vãos principais (The Motorway Archive)	16
Fig.2.15 – Secção transversal do viaduto de Maupré (ESDEP, VOL.13)	17
Fig.2.16 – Secção transversal em caixão do tipo celular da ponte Wesel, Alemanha (Hanswille, G <i>et al</i> 2007)	17
Fig.2.17 – Solução de tabuleiro contínuo com múltiplas vigas em caixão num viaduto rodoviário em Lisboa (Reis, A.J. 1997)	18
Fig.2.18 – Tipos de elementos de travamento (Calzón, J.M.)	18
Fig.2.19 – Elevação das vigas com o auxílio de uma grua – Ponte Schleusetal, Alemanha (Hanswille, G <i>et al</i> 2007)	20
Fig.2.20 – Ligação prévia dos elementos constituintes do tabuleiro, sobre as margens, e elevação com o auxílio de uma grua (Martín, J.R. <i>et al</i>)	20
Fig.2.21 – Elevação e montagem peça a peça sobre o rio Nora (Martín, J.R. <i>et al</i>)	20
Fig.2.22 – Esquema do sistema de lançamento com apoios fixos (Viñuela, L. 1997)	22

Fig.2.23 – Elementos auxiliares à montagem por deslocamentos sucessivos (Viñuela, L. 1997)	22
Fig.2.24 – Sequência de montagem da ponte sobre o rio Nive, França (Viñuela, L. 1997)	23
Fig.2.25 – Alçado da ponte La Cartuja, Sevilha (Saul, R. 1998)	23
Fig.2.26 – Transporte de uma viga do tipo <i>closed – top box</i> até ao local da obra – Ponte Schleusetal, Alemanha (Hanswille, G <i>et al</i> 2007)	24
Fig.2.27 – Influência do método construtivo na relação momento - curvatura de vigas compactas (Kuhlmann, U. 2008)	25
Fig.2.28 – Esquema de betonagem (Viñuela, L. 1997)	26
Fig.3.1 – Relação tensões – extensões, para o carregamento uniaxial, do betão e do aço, respectivamente (Kwak, H.G. <i>et al</i> 2000)	29
Fig.3.2 – Evolução da retracção em função da distância à superfície de secagem (secagem impedida nas outras direcções) (Neville, A.M. 2000 <i>in</i> Santos, T.O 2007)	34
Fig.3.3 – Desenvolvimento da retracção ao longo do primeiro ano (Santos, T.O. 2007)	37
Fig.3.4 – Desenvolvimento da retracção ao longo dos primeiros 10 anos (Santos, T.O. 2007)	38
Fig.3.5 – Representação esquemática da evolução da fluência do betão (Henriques, A.R. 1998)	40
Fig.3.6 – Elasticidade e plasticidade diferidas (Santos, T.O. 2007)	42
Fig.3.7 – Evolução das deformações ao longo do tempo com carregamento e descarregamento em diferentes instantes (Henriques, A.R. 1998)	42
Fig.3.8 – Método para determinação do coeficiente de fluência para betão em condições ambientais normais (EC2)	44
Fig.3.9 – Influência da duração e do nível de tensão no desenvolvimento da fluência (Ferraz, M.A.C. 2001)	46
Fig.4.1 – Diferentes acções na estrutura: (a) Acção estática; (b) Acção geométrica; (c) Retracção na laje de betão; (d) Pré-esforço na laje betonada <i>in situ</i> ; (e) Pré-esforço na laje pré-fabricada. (Dezi, L <i>et al</i> 1998)	51
Fig.4.2 – Sistema estrutural: (a) Secção transversal e acções internas; (b) Viga contínua de referência; (c) Esquema estaticamente determinado (Dezi, L <i>et al</i> 1996)	52
Fig.4.4 – Evolução das tensões de compressão para os três tipos de acções (Johnson, R.P. <i>et al</i> 2004) ...	55
Fig.4.5 – Viga contínua não uniforme (Johnson, R.P., Hanswille, G 1998).....	56
Fig.4.6 – Viga contínua não uniforme (Johnson, R.P., Hanswille, G 1998)	56
Fig.4.7 – Simplificações da história de tensões: “método da tensão média” (linha 1, $\chi=0,5$); “método do módulo efectivo clássico” (Curva 2, $\chi=1$); “método do módulo efectivo com idade ajustada” (Curva 3, esquerda) e história de tensões para as quais o último fornece valores exactos (direita) (Bazant, ZP 1988)	63
Fig.4.8 – Confrontação de diferentes valores de χ (Kwak, H.G. <i>et al</i> 2000)	64
Fig.4.9 – Decomposição da história de tensões em incrementos de tensão (esquerda) ou impulsos de tensão (direita) (Bazant, ZP 1988)	65

Fig.4.10 – Representação gráfica da aproximação de primeira ordem para a integração numérica da função de fluência (Póvoas, R.H. 1991)	68
Fig.4.11 – Aproximação da função de fluência pela soma de exponenciais: (a) Curva de um único exponencial; (b) Decomposição da curva de compilação (Bazant, ZP 1988)	69
Fig.4.12 – (a) Modelo Cadeias de Kelvin; (b) Modelo Cadeias de Maxwell; (c) Modelo Cadeias de Maxwell admitindo um elemento fendilhado no topo e um elemento de retracção na base (Bazant, Z.P. 1988)	70
Fig.4.13 – Distribuição da temperatura ao longo da secção transversal de uma viga mista (Johnson, R.P. 1979)	72
Fig.4.14 – Modelo de análise global de pontes mistas (Raoul, J. <i>et al</i> 2008)	73
Fig.4.15 – Regiões de plastificação do elemento de aço e de fendilhação da laje de betão (Raoul, J. <i>et al</i> 2008)	74
Fig.4.16 – Consideração da fendilhação do betão na análise global de pontes mistas (Raoul, J. <i>et al</i> 2008)	74
Fig.4.17 – Quadro resumo dos efeitos da retracção na análise global de pontes mistas (Raoul, J. <i>et al</i> 2008)	74
Fig.4.18 – Forças de retracção na laje de betão do tabuleiro (Johnson, R.P. 1979)	75
Fig.4.19 – Efeito primário da retracção em vigas mistas (ESDEP, VOL.14)	76
Fig.4.20 – Diagrama de tensões isostáticas (Gomes, I. M. 2008)	77
Fig.4.21 – Tensões de serviço numa viga mista – fluência e retracção (ESDEP, VOL.14)	77
Fig.4.22 – Efeitos secundários da retracção (Johnson, R.P. 1979)	78
Fig.4.23 – Efeitos secundários da retracção durante o processo construtivo (RPM-RPX/95)	79
Fig.4.24 – (a) Comportamento Isolado da viga e da laje; (b) Acção Mista (Carvalho, P.R. <i>et al</i> 2006)	80
Fig.4.25 – Influência do grau de interacção, η , entre a laje de betão e o perfil de aço (Kuhlmann, U 2008) .	80
Fig.4.26 – Relação entre o momento resistente e o grau de conexão (ESDEP, VOL.13)	81
Fig.4.27 – Relação entre a reacção no apoio interno devida às acções estáticas e a rigidez dos conectores: valores elásticos (t = 30 dias) e valores finais (t = 25 550 dias) (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	82
Fig.4.28 – Relação entre a rotação nos apoios externos devido às acções geométricas e a rigidez dos conectores: valores elásticos (t = 30 dias) e valores finais (t = 25 550 dias) (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	83
Fig.4.29 – Relação entre a força axial na laje de betão da secção transversal do apoio interno e a rigidez dos conectores: valores elásticos (t = 30 dias) e valores finais (t = 25 550 dias) (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	84
Fig.4.30 – Tensões de flexão para conexão nula e total (ESDEP, VOL.13)	85
Fig.4.31 – Relação entre as tensões nas fibras superior e inferior da laje de betão (a, b) e do perfil de aço (c, d) e a rigidez dos conectores: valores elásticos (t = 30 dias) e valores finais (t = 25 550 dias) (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	86
Fig.4.32 – Distribuição inicial (t = 30 dias) da força de corte tangencial por unidade de comprimento devida às acções estáticas (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	87

Fig.4.33 – Evolução no tempo da força de corte longitudinal por unidade de comprimento devido às acções geométricas (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	87
Fig.4.34 – Influência do parâmetro t_0 na história de tensões sob as acções geométricas nas fibras superiores da laje de betão (a) e da viga de aço (b) (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	88
Fig.4.35 – Influência do parâmetro RH na história de tensões sob as acções geométricas nas fibras superiores da laje de betão (a) e da viga de aço (b) (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	89
Fig.4.36 – Influência do parâmetro f_{ck} na história de tensões sob as acções geométricas nas fibras superiores da laje de betão (a) e da viga de aço (b) (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	89
Fig.4.37 – Efeitos da retracção na distribuição das forças tangenciais de corte e das tensões na laje de betão (a) e evolução da reacção no apoio interno (b) (Dezi, L. <i>et al</i> 1998)	90
Fig.4.38 – Distribuição da força de corte (a) e da força axial (b) devido à retracção da laje de betão, considerando os efeitos da fluência (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	91
Fig.4.39 – Relação entre a reacção no apoio interno, devida à retracção, e a rigidez dos conectores (Dezi, L. <i>et al</i> 1993)	92
Fig.4.40 – Evolução das forças de corte no interface aço - betão devida aos efeitos primários da retracção (Johnson, R.P. 1979)	92
Fig.4.41 – Distribuição da força de corte longitudinal ao longo do interface (EC4-2)	93
Fig.4.42 – Alçado e perfil transversal da Ponte Amorebieta, Espanha (Marí, A. <i>et al</i> 2002)	94
Fig.4.43 – Sequência das soluções construtivas adoptadas (Marí, A. <i>et al</i> 2002)	96
Fig.4.44 – Soluções construtivas consideradas para aplicação do pré-esforço (Marí, A. <i>et al</i> 2002)	97
Fig.5.1 – Ponte pedonal e de ciclovias sobre o rio Mondego, Coimbra (Adão da Fonseca, A. 2008)	99
Fig.5.2 – Vista superior e alçado da ponte (Caetano, E. <i>et al</i> 2005)	100
Fig.5.3 – Secções transversais a meio – vão (a) e na proximidade do arco (b)	100
Fig.5.4 – Secção transversal com e sem travessas transversais (Adão da Fonseca, A. <i>et al</i> 2005)	101
Fig.5.5 – Corte geológico longitudinal (Adão da Fonseca, A. 2008)	101
Fig.5.6 – Plataformas de aterro temporárias (European Steel Design Awards 2007)	102
Fig.5.7 – Montagem das duas células triangulares em oficina (Adão da Fonseca, A. 2008)	102
Fig.5.8 – Colocação completa de uma das duas células triangulares (European Steel Design Awards 2007)	103
Fig.5.9 – Montagem, com o auxílio de uma grua, do segmento de aço final da ponte (European Steel Design Awards 2007)	103
Fig.5.10 – Sequência de construção (Adão da Fonseca, A. <i>et al</i> 2005)	103
Fig.5.11 – Vista global do modelo (Pimentel, M. <i>et al</i> 2005)	105
Fig.5.12 – Modelação da laje: a) secção real; b) secção modelada (Pimentel, M. <i>et al</i> 2005)	105
Fig.5.13 – Condições de apoio definitivas nos encontros e pilar (Pimentel, M. <i>et al</i> 2005)	106
Fig.5.14 – Condições de apoio nos arranques do arco: a) Arco Poente; b) Arco Nascente (Pimentel, M. <i>et al</i> 2005)	106

Fig.5.15 – Deslocamentos verticais do tabuleiro admitindo o comportamento elástico do betão, em mm....	107
Fig.5.16 – Deslocamentos transversais do tabuleiro admitindo o comportamento elástico do betão, em mm	107
Fig.5.17 – Tensões de Gauss ao longo do banzo superior do elemento de aço, em MPa	108
Fig.5.18 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, devido ao efeito da fluência, em mm (CEB1990)	110
Fig.5.19 – Evolução do deslocamento na secção de meio – vão com o tempo, em mm (CEB1990)	111
Fig.5.20 – Evolução dos deslocamentos transversais ao longo do perfil longitudinal da ponte, devido ao efeito da fluência, em mm (CEB1990)	111
Fig.5.21 – Diagrama tipo da redistribuição de extensões e tensões ao longo da secção transversal devido à fluência (Tehami, M. <i>et al</i> 2009)	112
Fig.5.22 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (CEB1990)	112
Fig.5.23 – Evolução das tensões nos banzos superior e inferior do caixão de aço, em MPa (CEB1990)	113
Fig.5.24 – Distribuição das tensões ao longo da secção transversal de meio – vão, em MPa (CEB1990)...	114
Fig.5.25 – Distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte, em MPa (CEB1990)	114
Fig.5.26 – Distribuição das tensões ao longo da secção transversal na proximidade da célula triangular poente, em MPa (CEB1990)	115
Fig.5.27 – Evolução das tensões e do esforço axial no tempo para secção de meio – vão, em MPa e N (CEB1990)	116
Fig.5.28 – Evolução das tensões e do esforço axial no tempo para secção na vizinhança da célula triangular poente, em MPa e N (CEB1990)	116
Fig.5.29 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, segundo o ACI209-R e o CEB1990, em mm	119
Fig.5.30 – Distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte, segundo o ACI209R-92 e o CEB1990, em MPa	119
Fig.5.31 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, para humidades relativas de 40, 60 e 80%, em mm	123
Fig.5.32 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, para espessuras equivalentes de 25, 217 e 500 mm, em mm	124
Fig.5.33 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, para resistência à compressão de 20, 43 e 68 MPa, em mm	125
Fig.5.34 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, para idades de carregamento de 0, 28 e 365 dias, em mm	127
Fig.5.35 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, para temperaturas de 0, 20 e 80°C, em mm	128
Fig.5.36 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, devido ao efeito da retracção, em mm (CEB1990)	130
Fig.5.37 – Evolução do deslocamento na secção de meio – vão por retracção, em mm (CEB1990)	131

Fig.5.38 – Evolução dos deslocamentos transversais ao longo do perfil longitudinal da ponte, devido ao efeito da retracção, em mm (CEB1990)	131
Fig.5.39 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão por retracção, em MPa (CEB1990)	132
Fig.5.40 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço por retracção, em MPa (CEB1990) ..	132
Fig.5.41 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço por retracção, em MPa (CEB1990) ..	133
Fig.5.42 – Distribuição das tensões por retracção ao longo da secção transversal de meio – vão, em MPa (CEB1990)	133
Fig.5.43 – Distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte por retracção, em MPa (CEB1990)	134
Fig.5.44 – Distribuição das tensões por retracção ao longo da secção transversal na proximidade da célula triangular poente, em MPa (CEB1990)	134
Fig.5.45 – Evolução do esforço axial por retracção na secção de meio – vão, em N (CEB1990)	135
Fig.5.46 – Evolução do esforço axial por retracção na secção da vizinhança da célula triangular poente, em N (CEB1990)	135
Fig.5.47 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, segundo o ACI209-R e o CEB1990, em mm	137
Fig.5.48 – Evolução do deslocamento na secção de meio – vão, em mm (ACI209	137
Fig.5.49 – Distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte segundo o ACI209R-92 e o CEB1990, em MPa	138
Fig.5.50 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para humidades relativas de 40, 60 e 80%, em mm	141
Fig.5.51 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para espessuras equivalentes de 25, 217 e 500 mm, em mm	142
Fig.5.52 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 25$ mm)	142
Fig.5.53 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 500$ mm)	143
Fig.5.54 – Evolução das tensões na laje de betão na vizinhança da célula triangular poente, em MPa (CEB1990)	144
Fig.5.55 – Evolução das tensões na laje de betão na vizinhança da célula triangular poente, em MPa (ACI209)	145
Fig.5.56 – Deformada da ponte considerando-se os efeitos da retracção e fluência, em mm (CEB1990) ...	146

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Vantagens das vigas de aço (Hayward, A. 2005)	6
Quadro 2.2 – Restrições do transporte rodoviário comprimento/largura (Hayward, A. <i>et al</i> 2002)	24
Quadro 3.1 – Coeficiente s (EC2)	32
Quadro 3.2 – Coeficientes α e β (ACI 209R-92)	33
Quadro 3.3 – Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} (EC2)	36
Quadro 3.4 – Valores de k_h (EC2)	37
Quadro 3.5 – Coeficiente γ_{MC} (ACI 209)	39
Quadro 3.6 – Coeficiente α (EC2)	45
Quadro 4.1 – Factor ψ_L (EC4-2)	55
Quadro 4.2 – Variação dos valores de n_L com o tempo (Raoul, J. <i>et al</i> 2008)	61
Quadro 4.3 – Redistribuição dos momentos para as diferentes soluções construtivas (Marí, A. <i>et al</i> 2002)	96
Quadro 5.13 – Dados relativos à lei de previsão da retracção do ACI209R-92.....	
Quadro 5.1 – Reacções no arranque do arco nascente, admitindo o comportamento elástico do betão	108
Quadro 5.2 – Dados relativos à lei de previsão do CEB – FIP Model Code 1990	109
Quadro 5.3 – Evolução das reacções no arranque do arco nascente com o tempo (CEB1990)	117
Quadro 5.4 – Dados relativos à lei de previsão do ACI209R-92	118
Quadro 5.5 – Evolução das tensões na secção de meio – vão, segundo o CEB1990 e o ACI209	120
Quadro 5.6 – Evolução das tensões na secção de meio – vão, para humidades relativas de 40, 60 e 80%	123
Quadro 5.7 – Evolução das tensões na secção de meio – vão, para espessuras equivalentes de 25, 217 e 500 mm.....	124
Quadro 5.8 – Evolução das tensões na secção de meio – vão, para resistências à compressão de 20, 43 e 68 MPa	126
Quadro 5.9 – Evolução das tensões na secção de meio – vão, para idades de carregamento de 0, 28 e 365 dias	127
Quadro 5.10 – Evolução das tensões na secção de meio – vão, para temperaturas de 0, 20 e 80°C	129
Quadro 5.11 – Dados relativos à lei de previsão da retracção do CEB – FIP Model Code 1990	130
Quadro 5.12 – Evolução das reacções no arranque do arco nascente devido à retracção (CEB1990)	136
Quadro 5.13 – Dados relativos à lei de previsão da retracção do ACI209R-92	136
Quadro 5.14 – Evolução das tensões por retracção na secção de meio – vão, segundo o CEB1990 e o ACI209	139
Quadro 5.15 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para humidades relativas de 40, 60 e 80%	141
Quadro 5.16 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para espessuras equivalentes de 25, 217 e 500 mm	143

Quadro 5.17 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para a retracção, fluência e ambas	146
Quadro 5.18 – Evolução das tensões na proximidade da célula triangular ponte para a retracção, fluência e ambos.	147

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

- A_c – área da secção transversal da peça de betão [m^2]
 A_h – área da secção mista homogeneizada [m^2]
 A_{sp} – área do aço de pré-esforço [m^2]
 $E_{c,adj}$ – módulo de elasticidade efectivo do betão com idade ajustada [GPa]
 $E_{c,eff}$ – módulo de elasticidade efectivo do betão [GPa]
 E_{cm} – módulo de elasticidade do betão aos 28 dias [GPa]
 $E_{cm}(t)$ – módulo de elasticidade do betão na idade t [GPa]
 EI_1 – rigidez de inércia não fendilhada [$KN.mm^2$]
 EI_2 – rigidez de inércia fendilhada [$KN.mm^2$]
 E_s – módulo de elasticidade do aço estrutural [GPa]
 E_{sp} – módulo de elasticidade do aço de pré-esforço [GPa]
 $J(t, \tau)$ – função compilação ou função de fluência
 K_σ – razão tensões – resistência
 $L(t, \tau)$ – função de memória de impulso
 M ou m – momento flector [$KN.m$]
 M_{sh} – momento flector gerado pela força auto-equilibrada da retracção [$KN.m$]
 N_{sh} – força de tracção auto-equilibrada devido à retracção do betão [KN]
 P – força de pré – esforço [KN]
 P_{rd} – resistência de corte por conector [KN]
 Q – força de corte máxima [KN]
 $R(t, t_0)$ – coeficiente de relaxação
 RH – humidade relativa [%]
 R_i ou X – reacções nos apoios [KN]
 $T(\Delta t_i)$ – temperatura média no intervalo de tempo Δt_i [$^{\circ}C$]
 $V_{L,Ed}$ – força de corte máxima segundo o EC2 [KN]
 W – módulo de flexão [mm^3]

Letras minúsculas latinas

- a – percentagem de vazios [%]
 $a_i(t_i)$ – coeficiente que depende das condições de maturação e temperatura

b_{eff} – largura efectiva [m]
 c – quantidade de cimento [Kg/m^3]
 $d\sigma_c(t)$ – incrementos de tensão aplicados num instante t [MPa]
 dt_i – incrementos de tempo [dias]
 f – percentagem de finos do agregado [%]
 f_{ck} – resistência característica de rotura do betão à compressão aos 28 dias [MPa]
 f_{cm} - tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias [MPa]
 $f_{cm}(t)$ - tensão média de rotura do betão à compressão na idade t [MPa]
 f_{ctm} - tensão média de rotura do betão à tracção aos 28 dias [MPa]
 $f_{ctm}(t)$ - tensão média de rotura do betão à tracção na idade t [MPa]
 h, z, a_{sh} – distância do centro de gravidade da peça de betão ao baricentro da secção homogeneizada [m]
 h_0 – espessura equivalente da peça de betão [mm]
 h_c – altura da secção de betão [m]
 h_s – distância da fibra superior do perfil metálico ao baricentro da secção homogeneizada [m]
 I_a – Inércia do perfil de aço [m^4]
 I_h – Inércia da secção mista homogeneizada [m^4]
 k – razão de escorregamento dos conectores
 k_h – coeficiente que depende da espessura equivalente da peça de betão
 n_0 – razão modular ou coeficiente de homogeneização inicial
 n_i – número de idades de discretização da amostra
 n_L – razão modular ou coeficiente de homogeneização efectivo
 p – espaçamento entre os conectores
 q – rigidez por unidade de comprimento da ligação [KN/mm^2]
 s – coeficiente que depende do tipo de cimento; abaixamento do betão [mm]
 t_0 – idade de carregamento [dias]
 t_s – idade do betão no início do período de expansão por secagem [dias]
 u – perímetro da peça de betão em contacto com a atmosfera [mm]
 w – peso volúmico do betão [Kg/m^3]

Letras minúsculas gregas

α_c – coeficiente de expansão térmica do betão [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]
 α_{ds1} – coeficiente que depende do tipo de cimento
 α_{ds2} – coeficiente que depende do tipo de cimento

- $\beta(f_{cm})$ – coeficiente que admite a influência da resistência à compressão do betão aos 28 dias na fluência
- $\beta(t, t_0)$ – coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo após o carregamento
- $\beta(t_0)$ – coeficiente que admite a influência da idade de carregamento na fluência
- $\beta_{as}(t)$ – coeficiente que define o desenvolvimento da retracção autogénea no tempo
- $\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão t
- $\beta_{ds}(t)$ – coeficiente que define o desenvolvimento da retracção por secagem no tempo
- β_{RH} – factor que admite a influência da humidade relativa
- γ_{AC} – factor de correcção da retracção que tem em conta a percentagem de vazios
- γ_{CC} – factor de correcção da retracção que tem em conta a quantidade de cimento
- γ_{FA} – factor de correcção da retracção que tem em conta a percentagem de finos do agregado
- γ_{MC} – factor de correcção da retracção que tem em conta a idade da cura do betão
- γ_{RH} – factor de correcção da retracção que tem em conta a humidade relativa
- γ_{SL} – factor de correcção da retracção que tem em conta o abaixamento do betão
- γ_{SL} – factor de correcção da retracção que tem em conta o abaixamento do betão
- γ_{VS} – factor de correcção da retracção que tem em conta a razão volume/superfície do elemento de betão
- δ_i – deslocamento nos apoios [mm]
- ϵ_c - extensão total do betão [m/m]
- ϵ_{ca} – extensão de retracção autogénea do betão [m/m]
- $\epsilon_{ca\infty}$ – coeficiente nominal da retracção autogénea
- ϵ_{cc} - extensão por fluência do betão [m/m]
- ϵ_{cd} – extensão de retracção de secagem do betão [m/m]
- $\epsilon_{cd\infty}$ – coeficiente nominal da retracção por secagem
- ϵ_{ci} - extensão instantânea do betão [m/m]
- ϵ_{cs} - extensão por retracção do betão [m/m]
- ϵ_{cs} – extensão total por retracção do betão [m/m]
- ϵ_{cT} - extensão por temperatura do betão [m/m]
- $\epsilon_n(t)$ – extensão independente do estado de tensão [m/m]
- $\theta_{i,h}$ – rotação [rad]
- λ_i – tempos de retardação ou tempos de relaxação [dias]
- $\mu(t, t_0)$ – coeficiente relacionado a tensão no betão
- $v_{L,Ed}$ – força máxima de corte por unidade de comprimento [KN/m]
- $\sigma_c(t)$ – história de tensões no betão [MPa]
- $\varphi(\infty, t)$ – coeficiente de fluência

φ_{AC} – factor de correcção da fluência que tem em conta a percentagem de vazios

φ_{FA} – factor de correcção da fluência que tem em conta a percentagem de finos do agregado

φ_{LA} – factor de correcção da fluência que tem em conta o tipo de cura

φ_o – factor nominal da fluência

φ_{RH} – factor de correcção da fluência que tem em conta a humidade relativa

φ_{RH} – factor nominal da fluência que tem em conta a humidade relativa

φ_{SL} – factor de correcção da fluência que tem em conta o abaixamento do betão

φ_{VS} – factor de correcção da fluência que tem em conta a razão volume/superfície do elemento de betão

$\chi(t, t_0)$ – coeficiente de maturação

ψ_L – factor que depende do tipo de acções

1

Contextualização Inicial

1.1. INTRODUÇÃO

A utilização do tabuleiro misto de aço – betão, em alternativa à placa ortotrópica, foi uma solução que se justificou pela escassez do aço. A laje de tabuleiro era, inicialmente, considerada como uma carga permanente que descarregava sobre a estrutura metálica de suporte. A compreensão da participação desta na resistência global da estrutura, devido ao atrito existente entre o betão e o aço, impôs, como passo seguinte, o dimensionamento das estruturas de modo a incluir a participação da laje de tabuleiro na sua capacidade resistente. Surgiram assim as pontes mistas (Branco, F. A. 1984).

O betão é um material britado, de carácter bastante complexo, que apresenta um comportamento variável no tempo, função das características físicas e químicas do próprio e seus constituintes, das condições de fabrico, condições ambientais e, ainda, da geometria da peça. Este comportamento variável deve-se aos conhecidos efeitos reológicos do betão.

Com efeito, a inclusão da participação da laje de betão na capacidade resistente de pontes mistas conduziu, não só, à maximização da resposta estrutural das mesmas, nomeadamente nas secções de meio – vão, onde o betão se apresenta em completo estado de compressão e o elemento de aço em estado de tracção, mas também, à redistribuição de tensões e deformações ao longo da secção mista, por acção dos efeitos diferidos.

Assim sendo, os efeitos reológicos do betão, nomeadamente a retracção e a fluência, têm uma importância significativa na concepção, dimensionamento, processo construtivo e comportamento em serviço de estruturas com grandes elementos de betão, como é o caso das pontes mistas. As exigências actuais, cada vez mais severas, de desempenho das estruturas, a par da crescente complexidade estrutural e do desenvolvimento de novas soluções construtivas, implicam a consideração adequada dos efeitos reológicos do betão, para uma correcta avaliação das alterações ao longo do tempo das deformações e esforços.

O comportamento diferido do betão é um fenómeno global de difícil modelação. Apesar da existência de numerosos modelos de previsão, não é garantido que permitam estimar adequadamente esse comportamento. As normas específicas, que estabelecem as principais recomendações para projecto, nomeadamente a EN 1992: 1-1 de 2004 e a ACI209R-92, preconizam leis de previsão dos efeitos reológicos fundadas em modelações experimentais e probabilísticas, as quais têm conduzido a alguma contestação devido à adopção de valores médios, ao invés de valores extremos com pequena probabilidade de serem excedidos.

Por outro lado, a retracção e, sobretudo, a fluência, sendo fenómenos que se estendem no domínio do tempo, obrigam à realização de extensas análises estruturais, com carácter viscoelástico, de uma forma

faseada. A evolução de novos códigos computacionais tem, cada vez mais, facilitado a execução deste tipo de análises, todavia estas requerem grandes capacidades de processamento e armazenamento, nomeadamente no caso de estruturas com um grande número de elementos.

Em alternativa, as principais normas de projecto de pontes mistas, tais como a europeia EN 1994-2: 2005 ou a britânica BS 5400: Part 5, propõem simples métodos algébricos de análise, substituindo as intrincadas leis do tipo integral – diferencial da fluência por quantidades algébricas elementares. Assim, a discretização da análise estrutural no domínio do tempo torna-se dispensável, sendo realizada num único passo de tempo. Naturalmente, estes métodos de aproximação fornecem resultados com um grau de precisão mais reduzido, devendo apenas ser adoptados em estruturas com simples esquemas estruturais e histórias de carga.

Em suma, não só a compreensão do modo como os efeitos reológicos do betão afectam a resposta estrutural de pontes mistas, nomeadamente em serviço, é essencial para a correcta avaliação da mesma. A adopção de modelos de previsão adequados é, igualmente, fundamental para a obtenção de resultados verosímeis.

1.2. ÂMBITO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Tendo presente o exposto anteriormente, o objectivo principal desta dissertação passará, por um lado, pela realização de uma análise comparativa entre os diferentes métodos e leis de previsão dos efeitos diferidos e, por outro, pela realização de uma análise paramétrica de avaliação do modo como as diferentes variáveis intervenientes influenciam a resposta estrutural de viadutos híbridos mistos de aço – betão. Assim sendo, procurar-se-á:

- Apresentar o estado de arte actual relativo aos efeitos reológicos do betão em viadutos mistos híbridos de aço – betão e a leis de previsão dos mesmos fenómenos;
- Estabelecer uma análise comparativa entre as leis de previsão dos efeitos reológicos do betão preconizados pela norma europeia e pela norma norte-americana;
- Estabelecer uma análise comparativa entre os métodos algébricos de previsão da fluência e os métodos de análise numérica;
- Avaliar o modo como os fenómenos de retracção e fluência influenciam a resposta estrutural de pontes mistas no tempo, e como se inter-relacionam entre si;
- Estudar a influência dos parâmetros internos do betão (resistência à compressão) e dos parâmetros externos (humidade relativa do ar, idade de carregamento, temperatura e espessura equivalente da peça);
- Compreender a influência do grau de ligação entre os elementos de aço e de betão e do processo construtivo na resposta estrutural de ponte, através da exposição de dois estudos de caso já realizados.

Nesta dissertação procurar-se-á, igualmente, identificar os diferentes processos construtivos adoptados em viadutos mistos, reconhecendo os tipos de secções transversais e lajes de tabuleiro existentes e os respectivos sistemas de montagem e transporte.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

O conjunto de objectivos parcelares apresentados no ponto anterior envolvem diversos temas que se encontram organizados em diferentes capítulos, os quais serão descritos sumariamente nos parágrafos que se seguem.

Capítulo 1

Capítulo introdutório, de apresentação sumária do âmbito da dissertação, dos objectivos que pretende alcançar e dos capítulos que o compõem.

Capítulo 2

Neste capítulo faz-se uma breve contextualização histórica ao aparecimento de pontes mistas e identifica-se as suas principais vantagens. São apresentados os tipos de vãos usuais, de laje de tabuleiro e de secções transversais, sendo as últimas definidas de acordo com o tipo de viga longitudinal de aço adoptada. São descritos os processos de colocação ou betonagem da laje de tabuleiro e os sistemas de montagem e transporte da superestrutura. É feita uma referência final à influência dos processos construtivos no comportamento de vigas mistas.

Capítulo 3

Descrevem-se brevemente os fenómenos que intervêm no comportamento diferido do betão e identificam-se as leis de previsão da maturação do betão, da retracção e da fluência, de acordo as normas EN 1992: 1-1 de 2004 e ACI 209R-92.

Capítulo 4

Apresenta-se a formulação matemática de análise do comportamento diferido do betão em vigas mistas, proposta por Dezi, L *et al* (1998 e 1996). Expõe-se o método algébrico de análise da fluência preconizado pela EN 1994-2: 2005 e aclaram-se as vantagens na adopção dos factores multiplicativos da fluência, com base num estudo comparativa com a norma britânica BS 5400: Part 5, realizado por Jonhson, R.P e Hanswille, G (1998). Relaciona-se o método do módulo de elasticidade efectivo, proposto pela norma europeia, como o método do módulo de elasticidade com idade ajustada. São identificados os diferentes métodos de análise numérica da fluência: os critérios de aplicação do princípio de sobreposição à relação constitutiva uniaxial do betão; a associação das cadeias de Maxwell e de Kelvin à expansão das funções de retracção e fluência, respectivamente, por séries de Dirichlet; e, finalmente, a aproximação da relação tensão – extensão, num intervalo de tempo, a um incremento baseado numa relação quase – elástica. Relativamente à retracção, serão expostos os seus efeitos primários e secundários, apresentando-se as recomendações propostas na norma EN 1994-2: 2005. Finalmente, serão feitas considerações à influência dos sistemas de conexão e do processo construtivo na resposta estrutural de elementos e pontes mistas, expondo-se os estudos de caso realizados por Dezi, L *et al* (1993) e Marí, A. *et al* (2002).

Capítulo 5

Capítulo referente ao estudo de caso. Neste faz-se uma breve referência ao processo construtivo adoptado na ponte Pedro e Inês em Coimbra. São simulados os efeitos da retracção e da fluência com o auxílio do programa de análise estrutural *TNO DIANA* e analisados os resultados obtidos. Avaliam-se os diferentes parâmetros que influenciam a evolução da fluência e da retracção. Estabelece-se uma análise comparativa entre os resultados obtidos segundo a norma europeia CEB – FIP Model Code 1990, proposta pelo programa estrutural, e a norma norte americana ACI209R-92.

Capítulo 6

Capítulo de fecho desta dissertação, onde se estabelecem as conclusões finais e se propõem recomendações para desenvolvimentos futuros.

2

Processos Construtivos**2.1. INTRODUÇÃO**

A evolução histórica da engenharia de pontes tem sido marcada nos últimos séculos pela competição entre as soluções metálicas e de betão. O aço é actualmente o material estrutural por excelência para a realização de pontes com grandes vãos, sendo preferencialmente adoptado em tabuleiros em caixão de pontes atirantadas ou suspensas. Assim, a utilização de lajes de tabuleiro constituídas por placas ortotrópicas em tabuleiros em caixão está hoje em dia limitada aos grandes vãos, não só por razões de custo inicial da obra, mas também por razões de custo de manutenção. A pouco e pouco os tabuleiros mistos de aço – betão têm vindo a impor-se no domínio dos pequenos e médios vãos (50 a 100m) pela racionalidade da utilização dos materiais e como forma de competir, em custo, com as soluções em betão pré-esforçado (Reis, A.J. 1997).

A construção de estruturas mistas foi extensivamente adoptada pela *Tasmanian Public Work Department*, Austrália, por volta de 1935 (Johnson, R. P. *et al* 1979). Nesta altura várias soluções de pontes rodoviárias foram consideradas: umas, apenas idealizadas, apresentavam simples soluções de laje de betão suportada por perfis principais de aço com vãos de 26 m; outras, porém, com vãos de 18,6 m, chegaram mesmo a ser construídas. As lajes de tabuleiro apresentavam 180 mm de espessura e admitiam um vão transversal, entre perfis I, de 1,8 a 2,7 m. Durante a fase construtiva adoptavam-se soluções super – escoradas, com o objectivo de otimizar o desenvolvimento de tensões. Nas soluções de maiores vãos as vigas em perfil – I, com 0,85 m de altura, eram fabricadas a partir de dois perfis – I de 0,6 e 0,25 m. Os conectores utilizados consistiam em ganchos de secção quadrada soldados ao banzo do perfil de aço por meio de filetes que se estendiam por 45°.

Após 1945 as pontes em caixão começaram a ganhar popularidade (Branco, F. A. 1984). Enquanto na Europa estas soluções estruturais eram usadas na travessia de grandes rios, na América a sua utilização inicial verificou-se em viadutos construídos em grande escala sobre auto-estradas. A primeira grande ponte em caixão construída na América – ponte Concordia em Monterreal – remete-se apenas a 1965.

No final da década de 60, numerosos acidentes ocorridos durante a fase construtiva de pontes mistas em caixão, designadamente na ponte do Danúbio (Viena), na ponte Milford Haven (Gales) e na ponte do Reno (Coblança), conduziram a um certo descrédito na sua utilização, levando mesmos à suspensão da construção na Inglaterra.

Actualmente, o constante desenvolvimento tecnológico dos processos construtivos e a existência de novas normas de segurança, cada vez mais restritivas, fazem deste tipo de pontes uma óptima solução estrutural, nomeadamente no caso de pequenos e médios vãos. Algumas das suas vantagens são apresentadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Vantagens da solução mista (Hayward, A. 2005)

Características	Conduzem a	Vantagens
Reduzido peso da superestrutura.	Redução do número de pilares e das dimensões dos maciços de encabeçamento/ fundações em 30 a 50%, relativamente a tabuleiros de betão.	Fundações mais económicas.
Unidades mais leves para montagem.	Montagem através de gruas de pequenas dimensões. Lançamento por meio de equipamentos mais leves (skates ou <i>rollers</i>).	Redução dos custos em obra.
Ligações simples em obra.	Ligações aparafusadas: fácil execução de grandes peças a partir de elementos de pequenas dimensões transportados até à obra.	Planeamento da obra flexível.
Máxima pré-fabricação em fábrica.	Controlo de qualidade	Produto mais confiável
Previsão dos custos de manutenção.	A permuta nos custos de pintura é facilmente calculada. Se a pintura for realizada em boas condições outras formas de manutenção poderão ser negligenciadas.	Custo de vida total conhecido.
Altura de construção reduzida.	Típica razão vão/profundidade de 20 a 30.	Aparência mais delgada. Redução nos custos dos trabalhos de terraplanagens nas zonas de acesso.
Superestrutura auto suportada durante a fase de construção.	Eliminação do cimbra.	Eliminação dos custos associados ao cimbra. Custos significativos quando superior a 8m acima do solo.
Vãos contínuos e integrais.	Facilidade de adopção de vãos contínuos graças ao recurso a ligações aparafusadas e soldadas. Redução do número de juntas de dilatação.	Melhoria da aparência, da durabilidade e da superfície de funcionamento.
Detalhes de adaptação.	Aparência agradável, tirando proveito das formas curvas e das cores.	Ganho estético.
Produto reutilizável.	Estruturas desmontáveis e componentes recicláveis.	Produto sustentável.

Neste capítulo serão apresentadas as características gerais dos elementos constituintes dos viadutos mistos, as suas condições de aplicação, dimensões mais apropriadas e processos construtivos.

2.2. A MODELAÇÃO DOS VÃOS

De uma forma geral, os viadutos híbridos de aço – betão caracterizam-se por simples soluções estruturais em pórtico ou em arco, podendo ser definidos por troços simplesmente apoiados num único ou múltiplos vãos e por vãos contínuos.

Os vãos são normalmente fixados pelas restrições e folgas do local de implantação. O vão económico, nos casos de maior liberdade, é estabelecido por um orçamento limite, sendo um intervalo de valores para os vãos entre 25 a 50 m aceitável.

Vãos múltiplos de aproximadamente 24 m adequam-se às vigas comerciais existentes, uma vez que este é o maior comprimento prontamente disponível no mercado. Por seu turno, o valor óptimo para vãos contínuos suportados por vigas em placa ou em caixão é de aproximadamente 45 m, pois as vigas de vão principais, com comprimentos de 27 m, podem ligar-se às travessas, com comprimentos de 18m. No caso de maiores vãos, será necessário aumentar ou o número de ligações ou o trabalho em fábrica. O comprimento dos elementos produzidos em fábrica deverá ser o máximo possível, de modo a reduzir o número de montagens no local. Para tal dever-se-á ter presente as condições de transporte e as restrições do local de implantação (ver ponto 2.4). O comprimento máximo admissível para transporte é, normalmente, de 27.4 m (Hayward, A. 2005).

Quando o tabuleiro é em viga contínua, a modelação dos vãos tipo e dos vãos extremos deve tentar satisfazer o critério de aproximação dos momentos flectores positivos do vão extremo aos dos vãos tipo. Segundo Reis, A.J. (1992), num tabuleiro contínuo de inércia aproximadamente constante ou até mesmo variável, dentro dos valores correntes que é habitual adoptar para a variação das secções, essa relação vão extremo/vão tipo é da ordem de 0.6 e 0.8. Por outro lado, se o vão extremo for inferior a cerca de 0.5 do vão tipo, as reacções de apoio nos encontros tendem a ser negativas, mesmo para a acção das cargas permanentes, o que cria imensas dificuldades à concepção dos aparelhos de apoio nos encontros.

A agência de auto-estradas britânica recomenda a consideração de pontes com formas integrais para vãos superiores a 60m, com o objectivo de melhorar a durabilidade das mesmas, através da eliminação de juntas de dilatação do tabuleiro. Estas, como refere Leonhardt, F. (1982), constituem os pontos fracos da ponte causando frequentemente prejuízos e custos de manutenção.

Como tal, as vigas principais desenvolverão um grau de continuidade com a infra-estrutura nos apoios dos encontros, sendo necessário ter-se em consideração no dimensionamento do tabuleiro misto os efeitos das forças axiais e dos momentos invertidos.

2.3. LAJES DE TABULEIRO, SECÇÕES TRANSVERSAIS E ELEMENTOS DE TRAVAMENTO

Nas pontes rodoviárias a espessura mínima da laje de betão do tabuleiro é dimensionada para suportar as cargas transmitidas pelo veículo, em qualquer posição, verificando-se, na prática, valores que variam entre 200 e 300 mm. Esta espessura mínima é normalmente adoptada na generalidade dos casos ao longo de todo o tabuleiro, uma vez que se considera que qualquer esforço adicional é melhor absorvido pela estrutura de aço, graças à maior razão capacidade resistente/peso que esta apresenta. Por outro lado, esta conclusão baseia-se no pressuposto de que numa construção económica a laje de betão deve apresentar uma espessura uniforme (Hayward, A. *et al* 2002).

O espaçamento económico entre as linhas de apoio da laje de tabuleiro varia entre 2.5 a 3.5 m, sendo influenciado por três factores que se inter-relacionam: os possíveis métodos de construção; o custo das ligações na intersecção dos elementos de aço; e o problema da distribuição das cargas.

Uma vez que a superfície da laje de tabuleiro deve ser quase plana e de espessura constante, a superfície dos elementos de suporte em aço tem que se situar no plano, de modo a que os elementos transversais intersectem as vigas longitudinais ao invés de repousarem sobre elas, tornando assim as ligações mais dispendiosas.

O número de ligações é normalmente reduzido pela consideração do comportamento da laje apenas numa direcção, a qual descarregará nas vigas longitudinais principais ou nas vigas transversais, mas não em ambas. Para vãos pequenos, admite-se que a laje descarrega directamente nas vigas principais, sendo o número destas, determinado pela largura da laje, não se recorrendo normalmente ao uso de carlingas transversais. Para maiores vãos torna-se importante reduzir o número de vigas principais, aumentando assim o espaçamento entre as suas almas. Se a largura da laje de tabuleiro é significativa e a carga de dimensionamento elevada, deverá considerar-se uma solução de laje espaçada longitudinalmente, entre carlingas transversais, de 3m, o que aumentará o espaçamento entre as vigas principais.

Foi aceite, em países como a França e a Suíça, ser económica a utilização de lajes de tabuleiro com espaçamentos máximos transversais de, aproximadamente, 10m, e consolas de bordo com um comprimento máximo de 5m, sendo suportadas apenas por duas vigas principais, solução adoptada na ponte Conflans-Sainte-Honorine, França, Figuras 2.1 e 2.2.

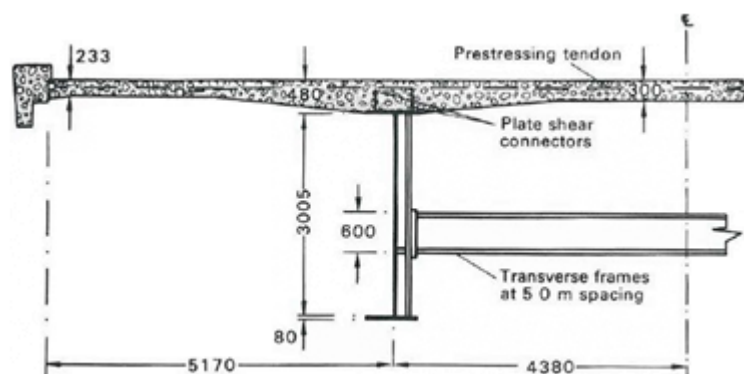


Fig.2.1 – Secção transversal do viaduto misto em Conflans-Sainte-Honorine, França (Johnson, R.P. *et al* 1979).



Fig.2.2 – Viaduto misto em Conflans-Sainte-Honorine, França (www.en.structurae.de).

Se a largura total de laje exceder cerca de 20 m, como é exemplo a ponte Veveyse na Suíça (com um vão de 129 m e uma largura de, aproximadamente, 2x16 m, Figura 2.3) duas estruturas de suporte poderão ser construídas para cada via, como se verá mais à frente no ponto 2.3.2 relativamente à utilização de caixões múltiplos.

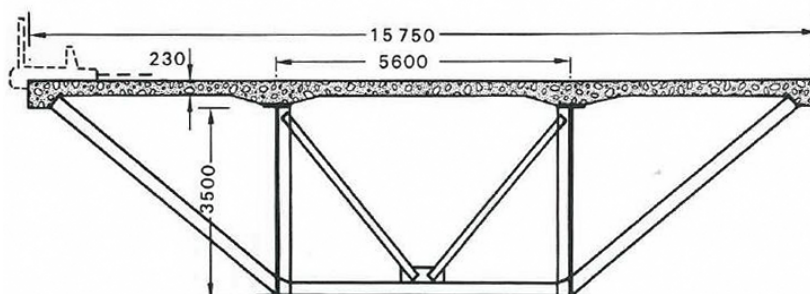


Fig.2.3 – Parte simétrica da secção transversal da ponte Veveyse, Suíça
(Johnson, R.P. *et al* 1979).

Existem diferentes métodos construtivos, de uso corrente, da laje de betão, dos quais se destacam: o método da betonagem *in situ*; o método da pré-fabricação; e o método das lajes pré-fabricadas deslizantes ou *ripape*, na língua francesa.

O método de betonagem *in situ* é o método que consegue melhor qualidade de construção sempre que se segue a sua boa prática, podendo ser realizado através de sistemas de cofragens recuperáveis tradicionais ou através de sistemas de cofragens perdidas pré-fabricadas com aproximadamente 6 mm de espessura. A boa prática do método de betonagem *in situ* caracteriza-se por evitar a excessiva rapidez no processo de betonagem, tendo em atenção o período de cura e maturação do betão, e pela realização de uma betonagem sequenciada, sempre que possível, betonando-se inicialmente as zonas mais deformáveis da estrutura e posteriormente as restantes zonas, de acordo com a Figura 2.28.

Este método construtivo oferece uma boa alternativa às dificuldades exibidas na execução de lajes pré-fabricadas, relativas à colocação das lajes sobre os elementos de suporte de aço ou à disposição dos sistemas de conexão, no entanto, em pontes de grandes vãos tem a desvantagem de ser um processo demorado.

Com efeito, o método da pré-fabricação oferece a oportunidade de uma rápida montagem, através da utilização de um guindaste especializado para o efeito.

Na década de 60, era prática usual colocar secções de laje pré-fabricada sobre camas de argamassa, no topo dos elementos de suporte de aço, que seriam do tipo caixão ou do tipo perfil I. O sistema de conexão projectava-se, desta forma, ao longo de pequenas aberturas realizadas nas secções de laje, que seriam posteriormente preenchidas com cimento seco. No entanto, o uso deste tipo de cimento era demasiado dispendioso e sensível a condições ambientais adversas.

Em alternativa, outras soluções construtivas foram adoptadas, como é exemplo a ponte Weiberswoog, na Alemanha, Figura 2.13. Nesta, optou-se por ligar, inicialmente, os conectores a placas de aço que seriam betonadas nas lajes de betão pré-fabricadas. Durante a construção da ponte, estas placas foram colocadas sobre os elementos de suporte de aço, soldando-se ambos no final. Todavia, este processo construtivo apresentava elevadas dificuldades de execução das soldas, nomeadamente das soldas sobre a cabeça.

Com o tempo, o método da pré-fabricação tem vindo a tornar-se cada vez menos comum, devido aos problemas nas ligações que lhe são associados.

Por último, o método das lajes pré-fabricadas deslizantes, ou *ripage* na língua francesa, consiste na betonagem de um troço de laje com 20 a 30 m, sobre o elemento de suporte de aço próximo de um dos extremos da ponte, pré-esforça-se longitudinalmente o troço de modo a retirar o molde da cofragem, betona-se um novo troço no extremo final do troço precedente, pré-esforça-se o último, e assim sucessivamente até o tabuleiro da ponte ficar completo. Este método é, naturalmente, aplicável a tabuleiros de geometria recta ou de raio constante no plano, podendo utilizar-se para comprimentos até cerca de 400 m ou tabuleiros com uma área de cerca de 20 000 m². Após completa a execução da laje, os conectores são colocados, em grupos de 10 ou 12, ao longo de grandes aberturas, com cerca de 1 m, existentes na laje, as quais serão posteriormente preenchidas com uma mistura de betão seco.

A fricção no deslizamento é reduzida de acordo com a Figura 2.4. Nos locais onde a laje é betonada, as vigas principais de aço são providas, sobre os banzos superiores, de uma placa de aço com 10 mm de espessura. Durante a aplicação do pré-esforço, 'skates' de aço são colocados, com um espaçamento de 3m, nas aberturas destinadas aos sistemas de conexão, fazendo deslizar o troço de laje já betonado. Desta forma, consegue-se uma redução do coeficiente médio de fricção para cerca de 0.08.

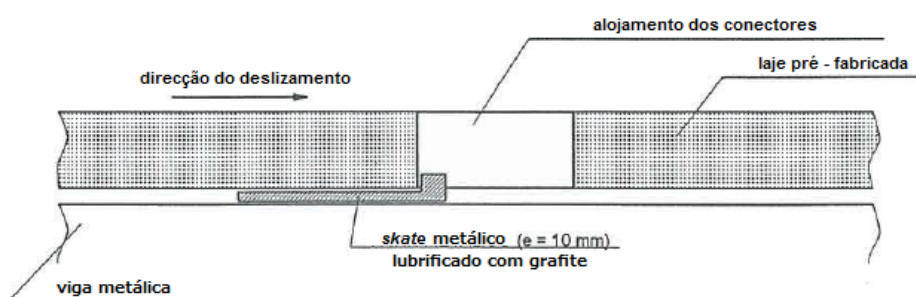


Fig.2.4 – Detalhe do método construtivo por cordões deslizantes (Viñuela, L. 1997).

Um cuidado adicional dever ser tido em conta durante o dimensionamento, dando-se especial atenção ao ponto móvel de aplicação da carga proveniente do skate no banzo superior do elemento de aço, na altura em que este não se encontra ainda restringido ao empenamento lateral por torção pela laje de betão. Em 1973, a negligencia desta verificação conduziu, durante o deslizamento de um troço do tabuleiro da ponte D'Illarsaz, próximo de Aigle, Suíça, à cedência por empenamento do banzo superior comprimido do caixão adoptado, no ponto A da Figura 2.5.

A Figura 2.5 introduz uma solução de secção transversal alternativa, adoptada no caso de secções do tipo caixão (ver 2.3.2). Esta baseia-se numa dupla acção mista, onde, para além do elemento de laje de betão colocado sobre o perfil de aço, é projectada uma laje inferior, colocada no interior do caixão, apenas nas regiões dos apoios internos, que permitirá atenuar o nível de tensões de compressão no banzo inferior do perfil e assim controlar eventuais cedências por empenamento.

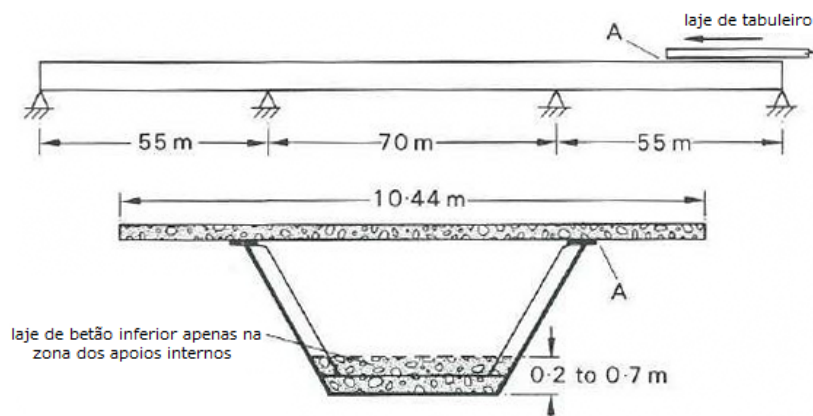


Fig.2.5 – Secção transversal do viaduto D'Illarsaz, Suíça, e ponto da cedência por empenamento (A) (Johnson, R.P. *et al* 1979).

A classificação das secções transversais da superestrutura de pontes mistas é definida de acordo com o tipo de vigas longitudinais adoptadas, tendo-se assim: vigas de aço laminadas com perfil I, também designadas como vigas universais; vigas de alma cheia; e vigas caixão.

2.3.1. VIGAS UNIVERSAIS OU VIGAS DE AÇO LAMINADAS COM PERFIL I

A adopção de secções transversais constituídas por vigas universais (Figura 2.6) é apropriada e económica para pontes com vãos de cerca de 25m, determinados pela maior dimensão dos perfis disponíveis no mercado, sendo o espaçamento usual entre vigas principais, para uma laje de tabuleiro com uma espessura de 250 mm, de 3 a 3.5m. O comprimento das consolas nos extremos do tabuleiro não deverá exceder metade do espaçamento entre as vigas principais, sendo recomendada, quando possível, a adopção de um comprimento inferior a 1,5m, de modo a facilitar a colocação do cimbra.

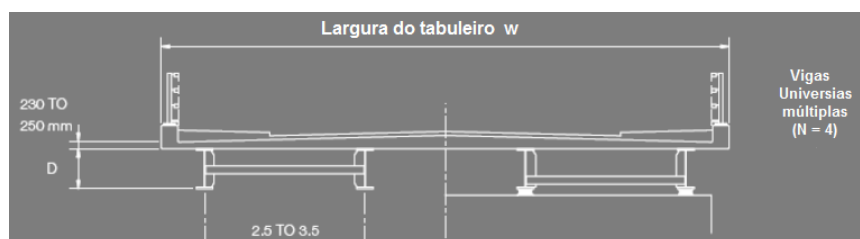


Fig.2.6 – Esquema tipo de uma secção transversal constituída por quatro vigas universais (Hayward, A. 2005).

Este tipo de solução construtiva, tal como no caso das vigas de alma cheia, apresenta as seguintes vantagens:

- Adequação à produção em fábrica;
- Fácil transporte e montagem em obra;
- Cómoda colocação *in situ* mediante o recurso a uma grua;
- Máxima redução de ligações em obra;
- Cómoda execução da laje de betão.

No entanto, têm como inconvenientes:

- Grande superfície exposta ao vento;
- Reduzida capacidade de distribuição transversal das cargas, o que aumenta os esforços na laje de betão;
- Abundância de arestas e ângulos susceptíveis de produzir a deterioração do aço;
- Necessidade de manutenção cuidadosa e grandes superfícies a pintar;
- Dimensionamento sensível à cedência dos elementos de aço por empenamento;
- Susceptibilidade a gradientes térmicos verticais ou transversais;
- Grandes espessuras de laje em tabuleiros mais largos;
- Necessidade de uma ponte com geometria recta em planta;
- Aspecto visual monótono e pouco estético.

Como variante deste tipo de secção transversal, surgiu uma solução de tabuleiro alternativa, designada na língua anglo-saxónica por *Preflex Deck* ou viga pré - flectida. Esta solução construtiva emergiu na década de 50, em países como a Bélgica, Reino Unido, Alemanha e Japão, consistindo no encamisamento do banzo inferior do perfil I de aço com betão armado, Figura 2.7.



Fig.2.7 – Viga pré-flectida com 41,25m de comprimento, adoptada na ponte Kerpen Horrem, Alemanha (Morano, S.G. *et al* 2006).

A contribuição do banzo de betão para o aumento do momento de inércia total é significativo, podendo chegar a cerca de 35 a 40% do momento de inércia do perfil I isolado. No entanto, o banzo de betão localiza-se numa zona traccionada da secção transversal, devendo ser pré-esforçado.

A pré-compressão do banzo de betão poderá realizar-se através de dois métodos distintos: o primeiro, apresentado na Figura 2.8, consistirá na aplicação de uma pré-flexão inicial à viga de aço, betonando-se o elemento de betão em seguida; o segundo, passaria pela aplicação de um sistema de cabos de pré-esforço. Na prática, considera-se como mais conveniente a adopção de ambos os métodos de pré-compressão.

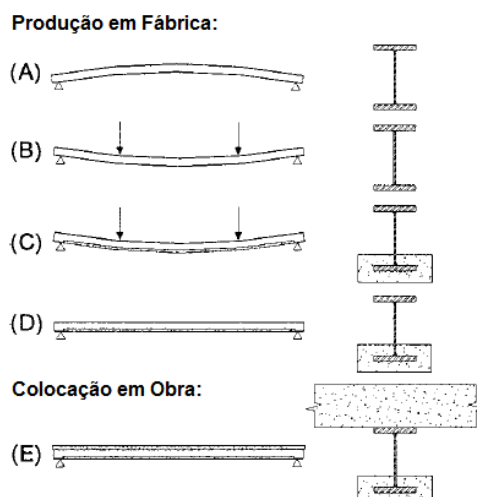


Fig.2.8 – Fases construtivas de vigas pré-flectidas: (A) montagem da viga de aço; (B) pré-flexão da viga de aço; (C) betonagem do banzo de betão; (D) libertação da viga; (E) colocação da laje de tabuleiro (Morano, S.G. *et al* 2006).

Este tipo de solução construtiva não conduz ao aumento da resistência última da viga mista, mas permite um aumento considerável no comprimento dos vãos a vencer, uma vez que no caso de vigas mistas constituídas por perfis de aço em I o vão limite é governado pelos critérios de serviço, e não pelos critérios de estado limite último.

2.3.2. VIGAS DE ALMA CHEIA

Este tipo de construção tem aplicação para uma vasta gama de comprimentos de vãos, sendo económica, especialmente no caso de tabuleiros contínuos, para vãos acima de 22m, uma vez que permite a adopção de secções mais leves nas zonas centrais dos mesmos.

Os custos de construção associados às vigas universais são tradicionalmente mais baixos, todavia o recurso a processos de fabricação automática e a redução do custo das placas de aço tornaram as vigas de alma cheia uma solução económica para pequenos vãos. Da mesma forma, este tipo de secção transversal tem a vantagem de permitir o uso mais eficiente do material.

A rigidez da laje de betão é raramente suficiente para permitir a adequada distribuição das cargas, devendo-se como tal recorrer ao uso de travessas, Figura 2.9.

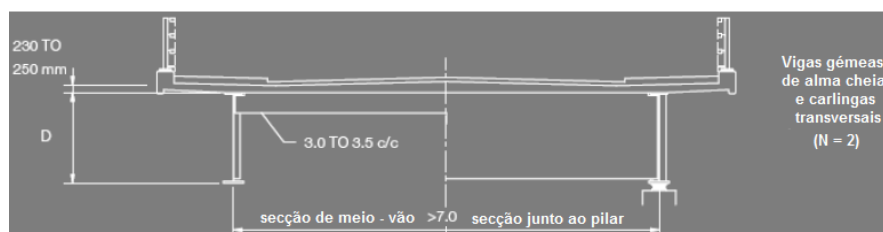


Fig.2.9 – Esquema tipo de uma secção transversal constituída por duas vigas gêmeas de alma cheia e uma *haunched slab* (Hayward, A. 2005).

A ponte Blacow, em Lancashire, Figura 2.10, é de grande interesse para o estudo da influência destes elementos transversais, graças à elevada razão vão/profundidade que apresenta (cerca de 29) e à adopção de uma solução de vigas de alma cheia curvas totalmente encamisadas em conjunto com vigas rectas do tipo *Preflex*. Com base nesta, Sawko descobriu que seria estruturalmente mais eficiente se os elementos transversais internos fossem paralelos aos encontros, e não perpendiculares às vigas principais. No entanto, esta solução conduzia a ligações mais complexas entre os elementos transversais e as vigas principais, o que levou à adopção de carlingas transversais em betão armado.

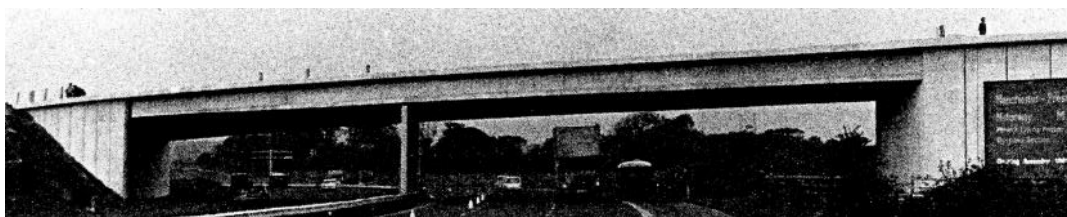


Fig.2.10 – Ponte Blacow, Lancashire – Reino Unido (Drake, J. 1969).

Para grandes espaçamentos entre vigas longitudinais, a laje de betão deverá apresentar uma espessura adicional nas zonas das vigas de suporte, designada por *haunch slab* na língua anglo-saxónica, o que conduzirá ao aumento da altura da superestrutura, Figura 2.11, e impossibilitará o uso de cofragem permanente.

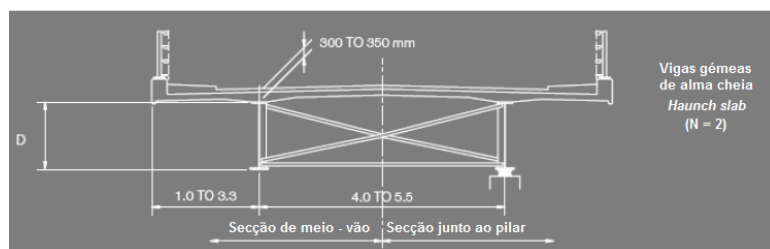


Fig.2.11 – Esquema tipo de uma secção transversal constituída por duas vigas gémeas de alma cheia e uma *haunched slab* (Hayward, A. 2005).

Por sua vez, nos casos em que os vãos excedem os 40m e os tabuleiros apresentam larguras superiores a 13m, deverá adoptar-se um elemento enrijecedor central (*stringer*, na língua anglo-saxónica), tal como representado na Figura 2.12.

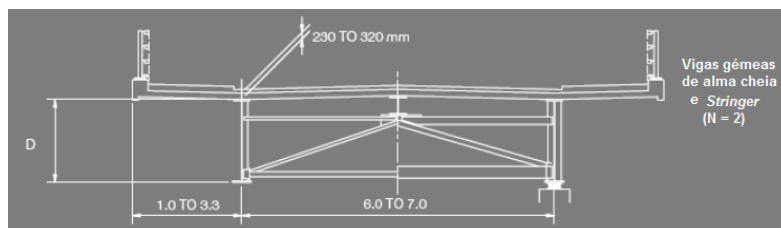


Fig.2.12 – Esquema tipo de uma secção transversal constituída por duas vigas gémeas de alma cheia e um *stringer* longitudinal (Hayward, A. 2005).

Outro importante aspecto a ter em consideração no dimensionamento de secções transversais com vigas de alma cheia passa pela definição das placas dos banzos adoptar. Os banzos das vigas de alma cheia deverão ser o mais largo possível (estando, naturalmente, consistentes com as limitações de esbelteza preconizadas na regulamentação específica), de modo a garantir uma melhor estabilidade durante a fase de construção e a permitir a redução do número de elementos de travamento. Por motivos de ordem prática, a largura mínima desejável será de aproximadamente 400 mm e a espessura máxima do banzo de 63mm, garantindo-se assim a não ocorrência de cedências secundárias por empenamento, nomeadamente durante a fase construtiva.

2.3.3. VIGAS CAIXÃO

Quando os vãos a vencer superam os 100m, as vigas em caixão tornam-se mais económicas, uma vez que para estas condições seria necessária a adopção de banzos de vigas de alma cheia demasiado dispendiosos. Para além do factor económico, as vigas em caixão apresentam uma série de vantagens relativamente às vigas de alma cheia:

- Possuem uma inerente rigidez torsional elevada, característica que faz deste tipo de vigas uma escolha automática para vãos curvos e inclinados;
- Possibilidade de colocação dos elementos enrijecedores no interior do caixão, que proporciona uma aparência mais limpa, favorecendo assim o factor estético;
- Facilidade de manutenção, graças ao cómodo acesso ao interior, e menor potencial de corrosão;
- Permitem uma boa distribuição das cargas transversais assimétricas;
- Versatilidade no uso da acção mista simples ou dupla;
- Possibilitam a adopção de menores espessuras de laje;
- Redução da profundidade da secção transversal. De forma a ilustrar a importância da deste factor, Elliott (Hayward, A. *et al* 2002) comprovou que, para uma ponte rodoviária com 18m de vão, um aumento de 180mm na altura da superestrutura conduz a um aumento de 10 % no custo total dos trabalhos (incluindo os de terraplanagens);
- Apresentam uma forma aerodinâmica mais favorável, reduzindo os efeitos laterais devidos à acção do vento;
- Adequam-se à pré-fabricação de grandes secções, apresentando uma elevada facilidade de colocação por lançamento. Se transportadas por via rodoviária ou ferroviária, as secções transversais são limitadas a cerca de 3.5 m², porém secções com maiores dimensões foram já transportadas por via marítima.

No entanto, as vigas em caixão geram custos adicionais elevados. Para além do facto de serem mais pesadas do que as vigas de alma cheia, este tipo de secção transversal requer meios de construção mais refinados, os processos de montagem/soldagem são mais demorados e a execução em fábrica é mais complicada.

As secções transversais em viga caixão podem dividir-se em secções de caixão com abertura superior (*open – top boxes*), Figuras 2.5 e 2.17, e em secções de caixão com fechamento superior (*closed – top boxes*), Figura 2.13.

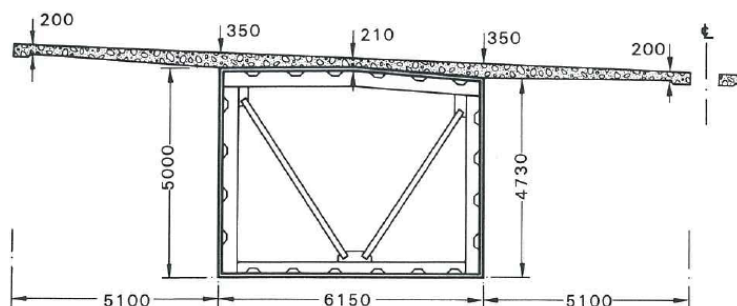


Fig.2.13 – Secção transversal tipo da ponte Weiberswoog, Alemanha (Johnson, R.P. et al 1979).

Ambas as soluções construtivas possuem uma vasta aplicação prática. As *open – top boxes* permitem um melhor aproveitamento da rigidez da laje de betão, à torção e à flexão, a redução do número de conectores, uma vez que no caso das *closed – top boxes* os conectores são distribuídos ao longo de toda a largura do tabuleiro, e melhor acesso à execução das soldas. Por seu turno, as *closed – top boxes* têm como principais vantagens a construção, funcionando como parte da cofragem, e transporte. Neste tipo de secção transversal, a rigidez torsional é praticamente negligenciável e a restrição lateral dos banzos superiores, até à conclusão da laje de betão, é inadequada, sendo necessária a adopção temporária de elementos de travamento.

Por outro lado, as secções transversais em caixão podem ser caracterizadas de acordo com o tipo de forma que apresentam, tendo-se: caixões do tipo rectangular; caixões do tipo trapezoidal; e caixões do tipo celular.

A adopção de secções transversais em caixão com forma trapezoidal têm como vantagem a redução da perda de secção efectiva devido ao efeito de *shear lag*, no entanto tornam o processo de construção mais difícil, nomeadamente, no caso de caixões com altura variável para grandes vãos. Assim sendo, é mais económica a adopção nestas condições de caixões do tipo rectangular.

O viaduto White Cart, na Escócia, é uma excepção, graças à vantagem na adopção combinada entre caixões trapezoidais com altura constante ao longo de vinte vãos de aproximação e caixões trapezoidais de altura variável nos três vãos principais. A Figura 2.14 apresenta a fase de execução do tabuleiro de um dos vãos principais, onde é possível notar a altura variável da secção, que se tornará constante ao longo dos vãos de aproximação, apoiados em pilares circulares de menor dimensão.



Fig.2.14 – Viaduto White Cart na Escócia, elevação de um troço de caixão trapezoidal que constituirá um dos três vãos principais (The Motorway Archive).

É de referir, que algumas soluções inovadoras têm surgido da utilização de secções transversais com forma trapezoidal, tais como o caso em que o banzo inferior é reduzido a um tubo de aço, constituindo uma secção transversal com forma triangular, sendo exemplo o viaduto de Maupré, França, Figura 2.15.

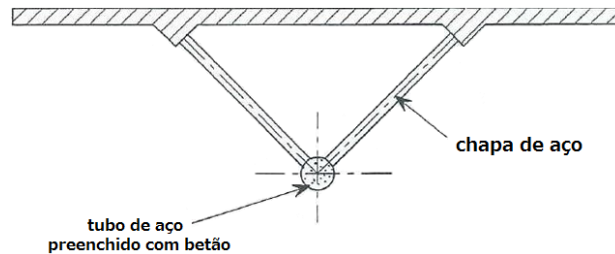


Fig.2.15 – Secção transversal do viaduto de Maupré (ESDEP, VOL.13).

O termo celular é usado para caixões largos, de altura reduzida e constituídos por almas internas. Este tipo de solução construtiva é pouco utilizado na prática para construções mistas. A Figura 2.16 apresenta, como exemplo, a secção transversal tipo da ponte atirantada em Wesel, sobre o rio Reno, Alemanha.

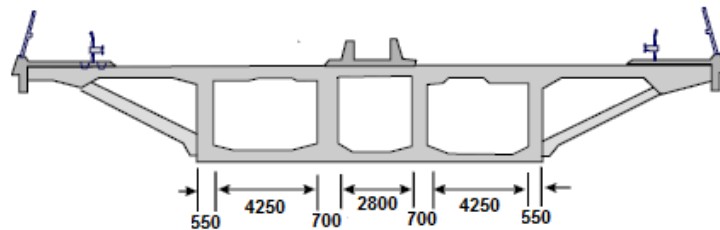


Fig.2.16 – Secção transversal em caixão do tipo celular da ponte Wesel, Alemanha (Hanswille, G *et al* 2007).

Os caixões do tipo celular são eficazes nos casos em que cada célula individual apresenta suficiente rigidez à torção, reduzindo as tensões tangenciais de corte nas almas internas devidas à torção e permitindo resistir, apenas e de forma eficiente, às forças de corte verticais.

Por seu lado, o uso de múltiplas vigas em caixão torna-se económico para vãos com aproximadamente 50m, podendo o recurso a secções transversais estreitas eliminar a necessidade de enrijecedores longitudinais, sendo exemplo o viaduto em Lisboa apresentado na Figura 2.17.

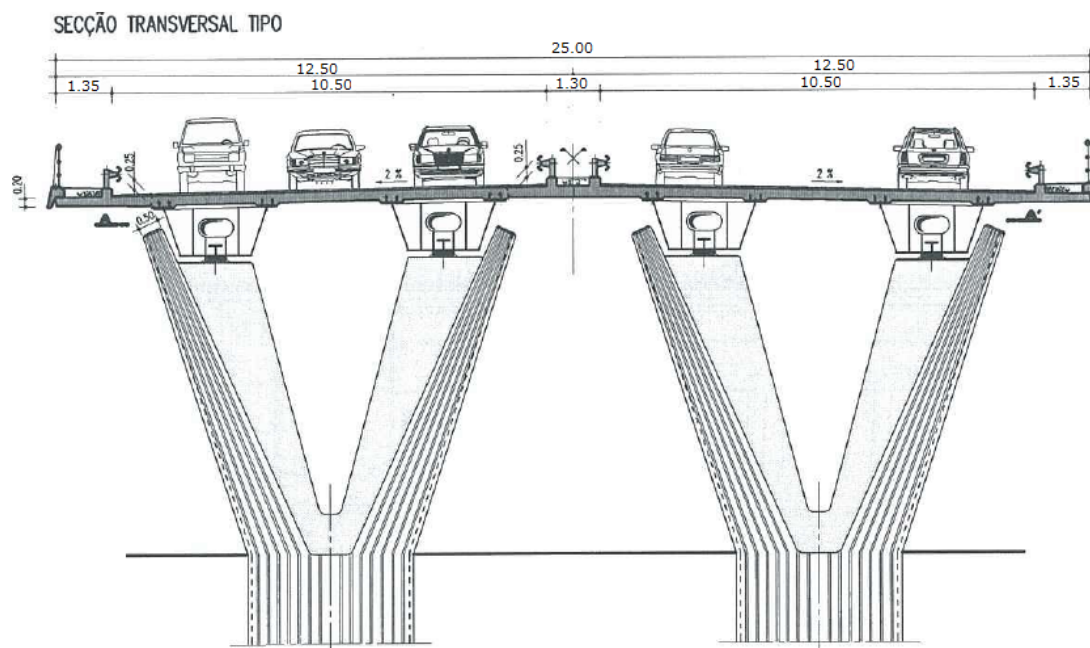


Fig.2.17 – Solução de tabuleiro contínuo com múltiplas vigas em caixão num viaduto rodoviário em Lisboa (Reis, A.J. 1997).

Por último, a generalidade das vigas do tipo universal e de alma cheia necessitam de travamentos laterais, de modo a garantir a estabilidade dos elementos durante a montagem da estrutura e a betonagem da laje, Figura 2.18.



Fig.2.18 – Tipos de elementos de travamento (Calzón, J.M. 1995)

Os elementos de travamento intermédios devem ser espaçados de aproximadamente 20 vezes a largura do banzo superior, prevenindo o empenamento lateral por torção. A sua utilização é necessária nas zonas dos apoios somente para prevenir rotações excessivas durante a fase de construção. Sobre os pilares, as carlingas transversais podem ser utilizadas entre cada par de vigas principais com uma altura máxima de 1.2m, Figura 2.9, devendo para alturas superiores recorrer-se à adopção de elementos de travamento triangulares, Figuras 2.11 e 2.12.

Por seu turno, os elemento de travamento lateral são normalmente adoptados nas regiões de momentos positivos, com um espaçamento máximo de, aproximadamente, 12 vezes a largura do banzo inferior. Se a ponte apresentar uma geometria curva no plano, o espaçamento deverá ser reduzido nas zonas em que a curvatura induz o desenvolvimento de tensões por torção. Tal como no caso dos elementos de travamento intermédios, estes poderão ser simples secções de placa entre cada par de vigas principais com uma altura máxima de 1.2m ou elementos de travamento triangulares para alturas superiores.

Alternativamente, os elementos de travamento podem tomar a forma de barras em U invertido. Para vãos superiores a 35m, será necessário interligar todas as vigas principais, através deste tipo de elementos, com o objectivo de permitir a adequada distribuição das acções produzidas pelo vento.

Para vãos superiores a 55m deverão adoptar-se sistemas de travamento planos, especialmente nos casos de construções por lançamento, apesar do seu elevado custo.

2.4. SISTEMAS DE MONTAGEM E TRANSPORTE

Até à década de 70, a construção de pontes com pequenos e médios vãos requeria da parte dos construtores engenho e experiência na elaboração de esquemas de uso de guias com capacidades consideravelmente limitadas – a maior guia disponível possuía um guincho com capacidade para 50 ton suportada em roletes móveis (Hayward, A. *et al*, 2002). Era comum a adopção de grandes cavaletes de aço colocados nos vãos para suporte das peças de aço durante os trabalhos de execução de emendas, tratamento do aço e dos esquemas de lançamento ou encastramento adoptados. Estes esquemas construtivos envolviam constantes alterações nos trabalhos realizados em obra, obrigando os empreiteiros a maiores níveis de trabalhos de preparação e aplicação, que se prolongavam por várias semanas.

O advento de guias móveis de capacidade superior e a habilidade crescente no transporte de componentes de maiores dimensões por via rodoviária conduziu à construção de grandes pontes mistas de forma mais célere e económica, todavia os níveis de tensão e o risco de instabilidade elástica dos elementos de aço emergiram como factores muitas vezes condicionantes neste tipo de estruturas. Com efeito, estas novas condicionantes de projecto, juntamente com as modernas normas de segurança, obrigaram à realização de esquemas construtivos prévios, à documentação rigorosa das soluções adoptadas e à execução de planos de segurança e avaliações de risco. O empreiteiro é, desta forma, responsável apenas pela execução dos esquemas construtivos e de implementação, os quais deverão ser previamente elaborados, de forma conveniente, pelos engenheiros projectistas.

2.4.1. MONTAGEM COM GUIAS

A montagem de tabuleiros de pontes mistas com vãos de pequenas e médias dimensões é usualmente realizada através de guias móveis de rodas ou de rastos. As primeiras possuem capacidades máximas de 50 ton, para raios de 50m, e 100 ton, para raios de 28m, requerendo solos firmes e de boa qualidade no local de implantação. Para solos de qualidade inferior, o uso de guias móveis de rastos é o mais indicado, possuindo capacidades de 15 ton para um raio de 50m.

As vigas são geralmente elevadas a partir do seu centro de gravidade, usando duas linguas conectadas a dois ganchos de secção quadrada soldados temporariamente ao banzo superior do perfil. A Figura 2.19 apresenta o processo de elevação e montagem do sistema de vigas da ponte Schleusetal, Alemanha, com o auxílio de uma guia.



Fig.2.19 – Elevação das vigas com o auxílio de uma grua – Ponte Schleusetal, Alemanha (Hanswille, G *et al* 2007).

A elevação das vigas de pontes simplesmente apoiadas, até cerca de 60m, é geralmente realizada numa só fase, após o alinhamento e ligação dos troços constituintes ao nível do solo. Para vãos contínuos, as vigas longitudinais e as vigas transversais serão igualmente alinhadas e ligadas ao nível do solo, sendo a elevação realizada vão a vão. No entanto, este processo de montagem estará naturalmente dependente do local de implantação e do espaço disponível em obra. A ponte mista que efectua a ligação entre Trubia e Llera, Espanha, é um bom exemplo da influência deste factor. O desenvolvimento do vão sobre o rio Nora conduziu à necessidade de adopção de duas soluções de montagem distintas: a primeira, referente às margens, Figura 2.20, passou pelo alinhamento e ligação dos elementos constituintes ao nível do solo, que foram posteriormente elevados com o auxílio de uma grua; a segunda, sobre o rio, Figura 2.21, consistiu na elevação e montagem peça a peça do tabuleiro, uma vez que o reduzido espaço disponível sobre o rio Nora impedia a realização de uma ligação prévia dos elementos.



Fig.2.20 – Ligação prévia dos elementos constituintes do tabuleiro, sobre as margens, e elevação com o auxílio de uma grua (Martín, J.R. *et al*).



Fig.2.21 – Elevação e montagem peça a peça sobre o rio Nora (Martín, J.R. *et al*).

2.4.2. MONTAGEM POR AVANÇOS SUCESSIVOS

Quando a montagem a partir do solo não é possível por falta de acesso, a construção dos viadutos poderá ser realizada através do avanço em balanço com adição de novos troços de ponte (aduelas) à estrutura. Este sistema de montagem conduz a custos de implantação extremamente elevados, devendo utilizar-se apenas em obras com vãos superiores a 100m. O próprio lançador de aduelas, que se situa no bordo da viga em consola, é o elemento mais dispendioso do processo de montagem. As aduelas a montar devem ter um peso máximo de 125 ton e 10 a 15m de comprimento longitudinal.

2.4.3. MONTAGEM POR IÇAMENTO

Esta solução de montagem passa por içar o tabuleiro, ou parte do mesmo, na vertical até à sua posição definitiva na estrutura. O sistema de içamento do tabuleiro pode ser constituído por cremalheiras, cabrestantes ou macacos hidráulicos.

O sistema do tipo cremalheira consiste em ligar o mecanismo trepador aos pilares de forma provisória ou definitiva. Estes são elementos extremamente dispendiosos, tendo apenas como vantagem a sua capacidade de reutilização. Este sistema de içamento foi adoptado na elevação do tramo central, a uma altura de 50m, do viaduto de Martigues, França, com um comprimento longitudinal de 300m e um peso de 2800 ton.

Na generalidade dos casos, o içamento do tabuleiro é realizado através de cabos pré-esforçados utilizando macacos hidráulicos, com uma capacidade útil de 1200 ton e uma velocidade de elevação de 10 m/hora (dobro dos restantes sistemas). A elevação do troço de viga em caixão trapezoidal, que constitui o viaduto White Cart na Escócia, apresentado na Figura 2.14, é um exemplo da adopção deste sistema de içamento.

2.4.4. MONTAGEM POR DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS

Este método de montagem consiste em alinhar os elementos constituintes do tabuleiro ao nível do solo, liga-los e empurra-los até à sua posição definitiva. Esta operação poderá realizar-se de uma só vez ou através de empurrões parciais à medida que se adicionam novos tramos.

O seu substancial desenvolvimento nas últimas duas décadas conduziu a níveis de adopção, nomeadamente na França, que superam o número de montagens convencionais com grua. É um sistema perfeitamente adequado a pontes com tabuleiros vigados com perfis de alma cheia ou perfis laminados em I, uma vez que a espessura da alma é suficiente para prevenir a ocorrência de cedências secundárias durante o lançamento, sendo por isso desadequadas a perfis em caixão com almas inclinadas.

Existem dois tipos de sistemas de lançamento distintos, definidos de acordo com o tipo de apoio, podendo ser fixos ou móveis.

Os sistemas de lançamento com apoios fixos baseiam-se em fazer deslizar a estrutura ao longo de apoios fixos previamente colocados sobre os pilares, de acordo com a Figura 2.22.

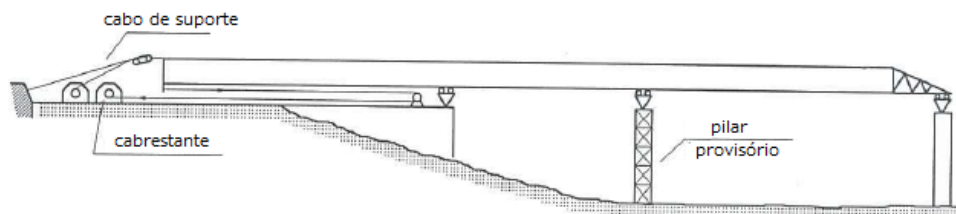


Fig.2.22 – Esquema do sistema de lançamento com apoios fixos (Viñuela, L. 1997).

Os apoios de deslizamento podem ser constituídos ou, no máximo, por quatro rodas de aço com um diâmetro de 500mm, uma espessura de 100mm e capacidade para 50 ton por roda, ou por lâminas de neoprene – teflon, de forma semelhante às pontes de betão. As segundas têm a desvantagem de introduzir maior complexidade na execução e maior lentidão no deslizamento.

Este tipo de solução de montagem caracteriza-se pelo aparecimento, durante o lançamento do tabuleiro, de momentos flectores e deformações elevados em alguns pontos da estrutura, os quais poderão ser reduzidos com o recurso a elementos auxiliares, tais como os narizes de lançamento, Figura 2.23.

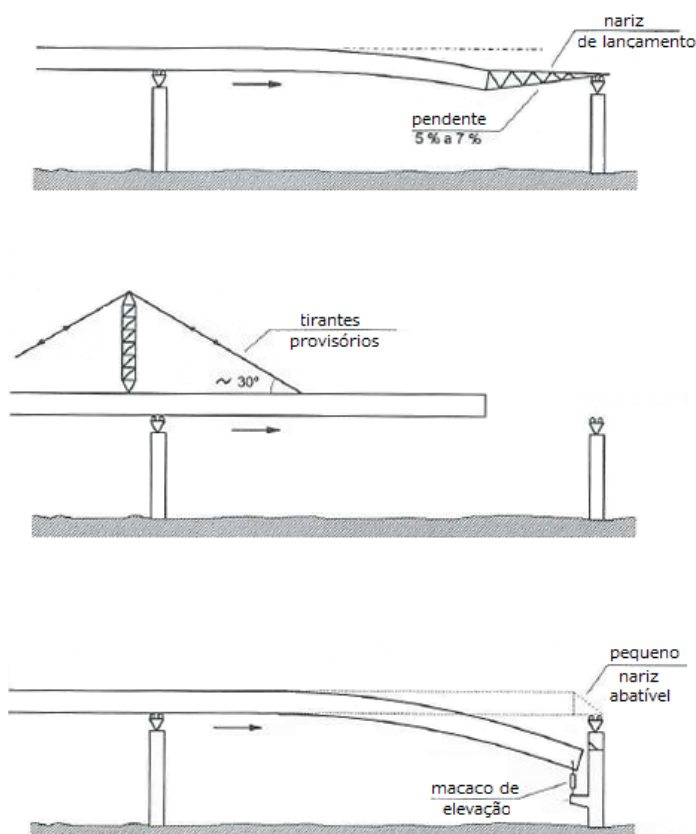


Fig.2.23 – Elementos auxiliares à montagem por deslocamentos sucessivos (Viñuela, L. 1997).

No caso de pontes com bordos variáveis, a operação de lançamento torna-se mais complicada, devendo-se adoptar sistemas de lançamento com apoios móveis. Estes podem ser realizados através da adição à ponte de uma estrutura treliçada provisória que permite a conversão da mesma, durante a

montagem, numa estrutura de bordo constante, ou pela ligação da ponte aos apoios deslizantes, movendo-a sobre vigas colocadas no terreno, com o apoio de um nariz de lançamento e um contrapeso traseiro, Figura 2.24.

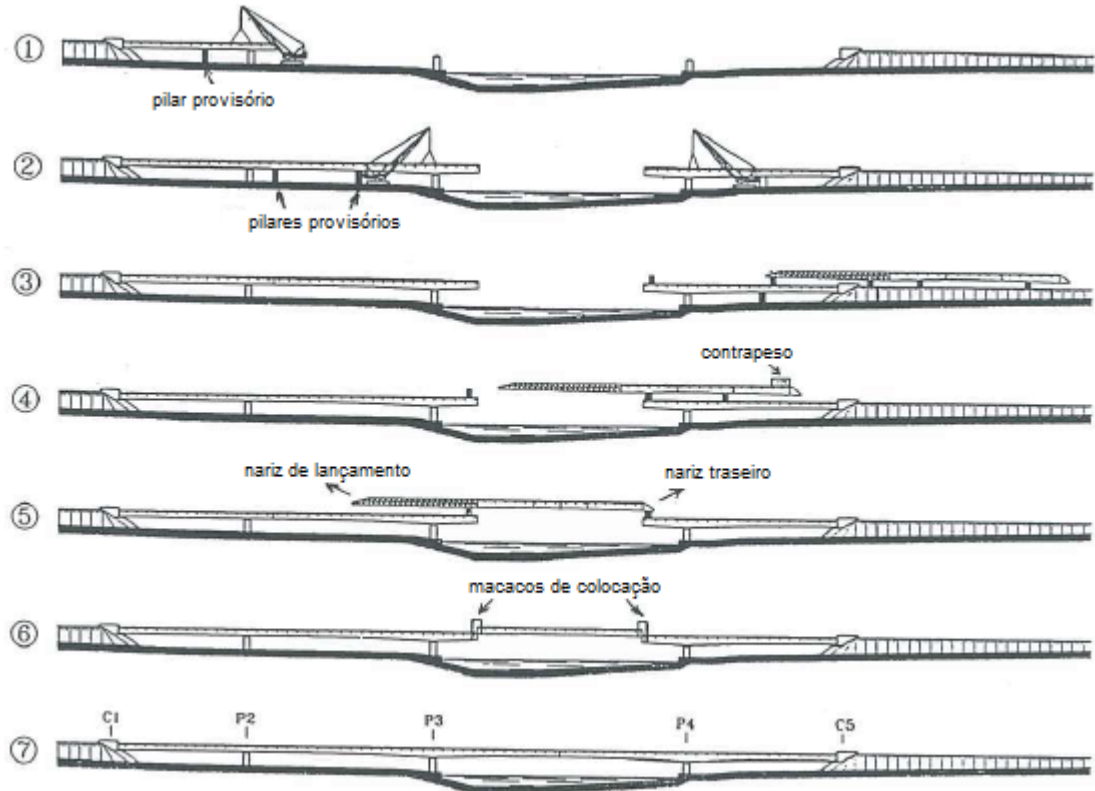


Fig.2.24 – Sequência de montagem da ponte sobre o rio Nive, França (Viñuela, L. 1997).

2.4.5. MONTAGEM POR ROTAÇÃO

Este sistema consiste em construir a ponte numa posição em que um único ponto, centro de rotação, seja comum entre a posição de montagem e a posição definitiva, fazendo-a rodar posteriormente, segundo esse ponto, até à posição final. Sendo este sistema de montagem caracterizado por uma manobra de elevada complexidade, utiliza-se apenas quando os restantes métodos não têm aplicação. Esta solução foi adoptada na ponte La Cartuja, Sevilha, Figura 2.25. Os bordos variáveis de excessiva esbelteza, $1/57$ no vão e $1/28$ sobre o pilar do lado de Sevilha (P-2), tornavam impossível a adopção de outro sistema de montagem. Assim a ponte foi previamente montada numa das margens, em paralelo ao rio, rodando-se sobre o pilar P-1 até à sua posição final.

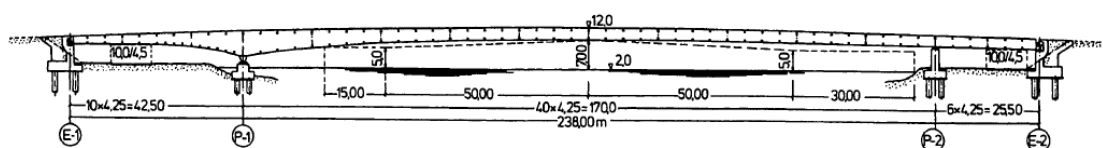


Fig.2.25 – Alçado da ponte La Cartuja, Sevilha (Saul, R. 1998).

2.4.6. TRANSPORTE

O transporte rodoviário de elementos pré-fabricados até ao local da obra impõe limitações às dimensões deste tipo de elementos, de acordo com o Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Restrições do transporte rodoviário comprimento/largura (Hayward, A. *et al* 2002)

Método de Transporte	Largura Máxima (m)	Comprimento Máximo (m)	Peso Máximo Admissível (ton)	Peso Máximo por Eixo (ton)
Livre Circulação	2.9	18.6	38	10.5
Escolta policial	5.0	27.4	150	16.5
Circulação Especial (comunicação com 8 dias de antecedência)	Mais de 5.0	Mais de 27.4		

Relativamente à altura admissível dos elementos transportados, esta está dependente do tipo de veículo de transporte, sendo geralmente de 3.0m. A Figura 2.26 exhibe o transporte de uma das quatro vigas em caixão adoptadas na secção transversal da ponte Schleusetal, Alemanha.



Fig.2.26 – Transporte de uma viga do tipo *closed – top box* até ao local da obra – Ponte Schleusetal, Alemanha (Hanswille, G *et al* 2007).

Por seu turno, o transporte ferroviário limita as dimensões dos elementos a transportar a 3.0m de altura, 2.9m de largura e 30m de comprimento, no entanto este tipo de transporte é extremamente raro.

2.5. INFLUÊNCIA DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS NO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS

A compreensão da influência dos métodos construtivos no comportamento de vigas mistas é fundamental no apoio às tomadas de decisão e na definição do sistema construtivo final.

Em edifícios, é prática comum o escoramento dos elementos de suporte de aço até a totalidade da laje de betão estar concluída e o betão atingir a maturidade necessária. Só posteriormente a secção trabalhará como elemento misto.

No caso das pontes, a adoção de uma construção escorada é muitas vezes impraticável, assim o dimensionamento da secção transversal de aço deverá ser realizado para suportar o peso do betão húmido, da cofragem, dos equipamentos e do pessoal. O recurso a elementos de travamento do banzo comprimido será quase sempre necessário durante esta fase, de modo a evitar a possível ocorrência de cedência por empenamento lateral por torção.

Sempre que a análise elástica é usada no dimensionamento das secções transversais e a solução construtiva não escorada é a adoptada, as tensões e deformações resultantes na secção mista são obtidas pela adição das parcelas relativas aos elementos de aço, antes de constituída a secção mista, e de toda a secção, após constituída a secção mista final.

A Figura 2.27 representa a relação momento – curvatura para uma viga compacta simplesmente apoiada, sobre a qual foram adoptadas diferentes soluções construtivas: (a) escorada; (b) não escorada; e (c) pré-tensão da viga de aço.

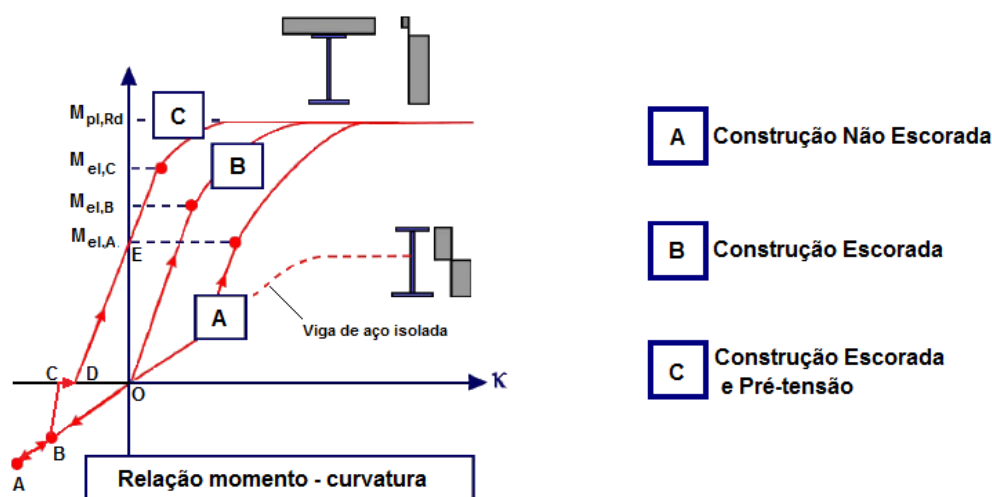


Fig.2.27 – Influência do método construtivo na relação momento - curvatura de vigas compactas (Kuhlmann, U. 2008).

O escoramento tem como efeito, por um lado, a redução da curvatura e deformação da viga mista e, por outro, a redução das tensões nos elementos de aço. Todavia, as tensões de compressão no betão, nomeadamente nas zonas de momentos positivos, são superiores às obtidas na solução não escorada.

Segue-se, desta forma, que nos casos onde a capacidade resistente última de uma viga mista é governada pelo empenamento do elemento de aço, a carga de cedência será inferior numa viga não escorada durante a construção. Porém, quando a cedência prematura por empenamento ou corte longitudinal está prevenida, como assumido na Figura 2.27, o método de construção não produz qualquer influência na capacidade resistente última, uma vez que a redistribuição de tensões ocorrerá no regime plástico.

A aplicação do pré-esforço temporário no elemento de aço tem um efeito similar ao do escoramento, reduzindo as tensões e as deformações na viga mista e aumentando a resistência última das vigas nas quais a cedência é devida ao empenamento do perfil de aço e não ao esmagamento do betão. Novamente, o método construtivo não produz qualquer influência na resistência última de vigas mistas nas quais as cedências secundárias por empenamento dos elementos de aço e por corte longitudinal estão controladas.

Com base no exposto, a norma específica EN 1994-2: 2005 refere no artigo 5.4.2.5, cláusula (2), que os efeitos da sequência de construção poderão ser negligenciados na análise dos estados limite últimos de secções transversais de Classe 1 ou 2 (compactas), nas quais a referência ao empenamento lateral por torção não é necessária.

A relação momento – curvatura para uma solução construtiva do tipo escorada e de pré-tensão do elemento de aço representa-se na curva (c) da Figura 2.27. A linha OA afigura a pré-tensão inicial. Esta é reduzida para OB por acção do peso próprio do betão húmido da laje e das acções temporárias de construção. A libertação do pré-esforço, após atingida a maturidade do betão, conduz à evolução representada pela linha BC, devendo o ponto C encontrar-se no eixo $M = 0$ por definição. A fluência do betão induz uma redução de curvatura, ponto D, e as cargas subsequentes conduzem ao caminho DE.

Por fim, a sequência de betonagem da laje de betão tem, igualmente, uma importante influência no comportamento das vigas mistas. Com excepção dos tabuleiros de pontes de pequenas dimensões, a laje de betão será normalmente betonada em fases, sendo a sequência adoptada variável de trabalho para trabalho, em função do método de construção das peças de aço e das vantagens estruturais que produzem na secção mista final.

Em pontes mistas contínuas em que as peças de aço são montadas antes da betonagem da laje, é usual, de forma a reduzir a abertura de fendas, betonar-se as regiões dos apoios somente quando os troços de laje das restantes secções se encontrarem betonadas e o betão apresentar o estado de maturação necessário, Figura 2.28.

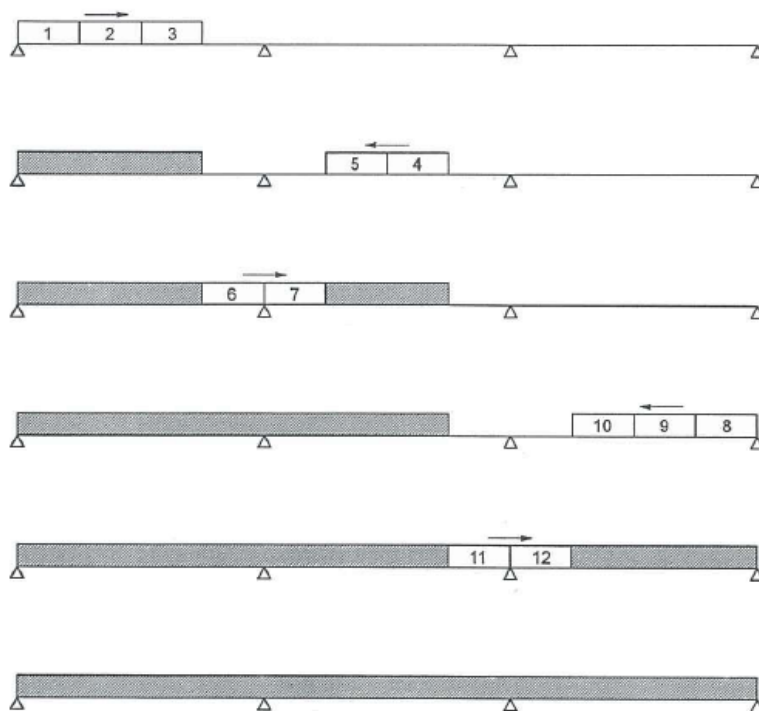


Fig.2.28 – Esquema de betonagem (Viñuela, L. 1997).

O procedimento inverso é habitualmente adoptado em tabuleiros contínuos com pré-esforço longitudinal, onde troços de laje são inicialmente betonados sobre os apoios e pré-esforçados, visto que o pré-esforço é mais efectivo quando aplicado a uma estrutura mais flexível.

Idealmente, a betonagem da laje deverá ocorrer quando o betão da secção precedente se encontrar ou muito jovem ou suficientemente maturo para resistir às tensões transmitidas à laje pelos conectores de corte sem danos permanentes. Com vista à redução do risco de ocorrência deste tipo de danos permanentes a norma britânica, BS 5400-5: Design of Composite Bridges, preconiza que o carregamento da secção mista deverá ser evitado até o betão atingir uma resistência média de cubo de 20 MPa. Esta recomendação tem como base os seguintes pressupostos:

- O módulo de conexão tende a reduzir-se quando o betão se encontra mais frágil, ocorrendo uma grande perda de interacção no interface, como tal o erro resultante da consideração da teoria da interacção total aumenta (ver ponto 4.4 deste trabalho);
- Naturalmente, a redução da resistência e rigidez da laje de betão quando carregada nas primeiras idades deverá ser tida em conta. A validade na adopção de um valor inferior do módulo de elasticidade do betão, através de uma razão modular superior, é questionável para valores de resistência do betão bastante baixos.

3

Comportamento Reológico do Betão

3.1. INTRODUÇÃO

Como é sabido, os sistemas estruturais mistos de aço – betão têm sido continuamente utilizados durante décadas graças aos benefícios combinados dos dois materiais construtivos que os integram.

O betão é um material britado que apresenta diferentes comportamentos quando traccionado ou comprimido. A sua rigidez e resistência à tracção é baixa e os códigos de projecto estrutural normalmente negligenciam-na. Sob tensões de compressão a rigidez do betão reduz-se significativamente para valores superiores a $0,5 f_c'$, sendo f_c' a resistência à compressão uniaxial do betão. Após atingida a capacidade resistente de compressão, o betão perde rigidez numa taxa que depende do seu confinamento lateral. Por sua vez, o aço exhibe um comportamento elastoplástico quer à tracção quer à compressão e desenvolve tensões residuais devidas ao processo de fabricação e colocação, (Spacone, E.; El-Tawil, S. 2004), Figura 3.1.

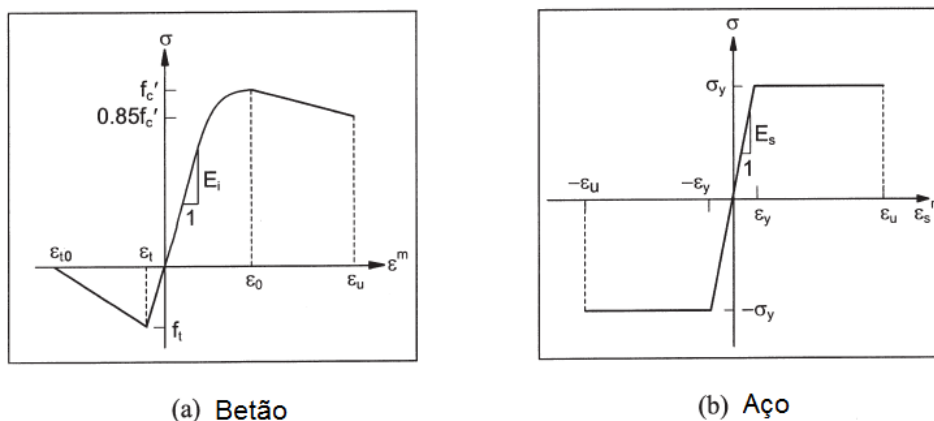


Fig.3.1 – Relação tensões – extensões, para o carregamento uniaxial, do betão e do aço, respectivamente (Kwak, H.G. *et al* 2000).

Uma vez que o comportamento mecânico combinado de ambos os materiais será tema de análise no capítulo seguinte, neste capítulo procurar-se-á focar o comportamento reológico do betão, os factores que o influenciam e as leis de previsão propostas pela norma específica, estabelecendo-se desta forma

os pressupostos iniciais para a caracterização das acções intervenientes, que servirão de base para a análise estrutural dos viadutos híbridos de aço e betão a apresentar ao longo deste trabalho.

O comportamento reológico do betão tem um carácter bastante complexo, que depende do comportamento químico e físico dos seus constituintes, das suas interfaces, porosidades, fissuras, etc., relacionando-se sobretudo com dois fenómenos: a retracção e a fluência.

A consideração do betão como um material viscoelástico com envelhecimento permite decompor a deformação total, ε_c , de um elemento com idade t solicitado axialmente, por:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (3.1)$$

onde $\varepsilon_{ci}(t)$ é a deformação instantânea, $\varepsilon_{cc}(t)$ a deformação por fluência, $\varepsilon_{cs}(t)$ a deformação por retracção e $\varepsilon_{cT}(t)$ a deformação por temperatura. As componentes de deformação instantânea e por fluência dependem do estado de tensão, sendo designadas por componentes de deformação mecânica; as componentes de deformação por retracção e temperatura, por seu turno, não dependem do estado de tensão sendo conhecidas como componentes de deformação não mecânica ou autogénea.

Uma das primeiras hipóteses desenvolvidas para a compreensão dos fenómenos de retracção e fluência baseava-se na comparação dos mesmos à consolidação de solos argilosos, sendo estes fenómenos uma consequência da água ser “espremida” dos poros devido às forças de compressão. L’Hermite pôs termo a esta definição. Baseando-se em ensaios sobre a perda de água em provetes carregados e não carregados, sujeitos às mesmas condições ambientais, concluiu: “O betão não se comporta como uma esponja que perde água quando carregado” (L’Hermite and Mamillan, 1968b *in* Bazant, Z.P. 1988).

Hoje compreende-se que os mecanismos de retracção e fluência estão relacionados com a microestrutura do betão, sendo mesmo considerado, por alguns autores, fundamental explicitar esta relação para validar as hipóteses destes mecanismos e para estabelecer modelos para a sua previsão. No entanto, para fins práticos de engenharia de estruturas em geral, interessa caracterizar o comportamento do betão não considerando explicitamente a sua heterogeneidade, mas determinando leis matemáticas que expressem, a nível macroscópico, relações tensão – deformação que possam ser utilizadas directamente na sua análise estrutural.

O comportamento diferido do betão é um fenómeno global de difícil modelação, ocorrendo quer haja, ou não, acções exterior aplicadas. Considerar que a deformação por fluência é a que ocorre para além da retracção livre do betão não carregado é uma aproximação simples da realidade, sendo apenas feita por motivos de definição e conveniência. De facto, estes dois fenómenos não são independentes, não sendo por isso aditivos. No entanto, para a maioria das aplicações práticas essa aproximação é suficiente (Neville, A.M. *et al* 1983).

O desenvolvimento da investigação neste domínio, acompanhado pela evolução dos códigos computacionais, tem conduzido a modelos complexos de fluência e de retracção que permitem ter em conta o efeito dos diferentes factores que influenciam o comportamento diferido do betão. As recentes formulações determinísticas parecem ter atingido um patamar de desenvolvimento para além do qual mais tentativas de desenvolvimento podem conduzir a modelos pouco mais adequados se a aleatoriedade destes fenómenos não forem considerados (Tsubaki, 1988 *in* Henriques, A. R. 1998). A consideração de modelos probabilísticos, para ter em conta directamente as variabilidades associadas a estes problemas parece ser o caminho a seguir para obter avanços mais significativos neste campo.

Apesar de existirem numerosos modelos de previsão do comportamento diferido do betão, não é garantido que permitam estimar adequadamente esse comportamento. Dos vários modelos existentes, uns são mais complexos que outros, variando a informação necessária consoante a complexidade dos mesmos.

Num estudo sobre o nível de incerteza associado ao efeito da retracção e fluência no comportamento diferido de estruturas de betão, Madsen O. H e Bazant Z. P (1983) apresentaram uma análise comparativa, na qual são considerados valores médios das extensões de retracção, da fluência básica e da fluência de secagem e um coeficiente de variação dos mesmos no tempo (estimando-se uma curva do comportamento diferido, discretizada no tempo para um ou dois pontos por década, numa escala logarítmica de tempo) e confrontados com valores obtidos por via experimental. Admitindo um factor de inadequação da fórmula de previsão, um factor para erros de medição e condições ambientais e, um último, para as incertezas internas que avaliam as relações determinísticas entre o meio ambiente e a composição do betão, definiram-se coeficientes de variação de 0,14 para a retracção e de 0,23 e 0,13 para a fluência básica e para a fluência por secagem, respectivamente. Estes valores fornecem uma importante avaliação do grau de dispersão esperada na utilização do modelo previsão adoptado e reciprocamente da sua adequabilidade.

Neste capítulo será, então, realizada a caracterização dos mecanismos que originam os referidos fenómenos e apresentados os respectivos modelos de previsão, propostos pela EN 1992: 1 – 1 de 2004 e pelo código normativo norte-americano ACI 209R-92.

3.2. MATURAÇÃO DO BETÃO

3.2.1. DEFINIÇÃO

O envelhecimento ou maturidade do betão cifra-se numa significativa variação das características mecânicas do betão no tempo, resultante do processo de hidratação e de carbonatação, de tal forma que a sua evolução é fortemente influenciada pelo tipo de cimento, temperatura e condições de cura. Em termos práticos este fenómeno caracteriza-se pela evolução das resistências do betão à compressão e à tracção e por um enrijecimento progressivo da resposta, conduzindo a uma diminuição da componente elástica da deformação de origem mecânica.

3.2.2. PREVISÃO PELO EUROCÓDIGO 2

A tensão de rotura do betão à compressão numa idade t depende, como referido, do tipo de cimento, da temperatura e das condições de cura. Para uma temperatura média de 20°C e uma cura que segue a EN 12390, a tensão de rotura do betão à compressão em várias idades, $f_{cm}(t)$, pode ser estimada pelas expressões:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.2)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (3.3)$$

em que f_{cm} é a tensão média de rotura à compressão aos 28 dias de idade; $\beta_{cc}(t)$ é o coeficiente que depende da idade do betão t ; e s é o coeficiente que depende do tipo de cimento, de acordo com o Quadro 3.1:

Quadro 3.1 – Coeficiente s (EN1992-1-1)

Tipo de Cimento	s
Cimento da Classe S	0.38
Cimento da Classe N	0.25
Cimento da Classe R	0.20

Por seu turno, a evolução no tempo da resistência à tracção, $f_{ctm}(t)$ é fortemente influenciada pelas condições de cura e secagem e pelas dimensões dos elementos estruturais, podendo admitir-se que esta é igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} f_{ctm} \quad (3.4)$$

sendo $\beta_{cc}(t)$ o coeficiente definido em (3.3); f_{ctm} a tensão média de rotura à tracção aos 28 dias de idade; e α igual a 1, para $t < 28$ dias, ou $2/3$, para $t \geq 28$ dias.

Por fim, a variação do módulo de elasticidade com o tempo poderá ser estimada por:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm} \quad (3.5)$$

em que $E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ são os valores na idade de t dias e E_{cm} e f_{cm} são os valores determinados à idade de 28 dias. Note-se que a relação entre $f_{cm}(t)$ e f_{cm} é estabelecida pela expressão (3.2).

3.2.3. PREVISÃO PELO ACI 209R-92

A lei de previsão da tensão de rotura do betão à compressão numa idade t depende, de acordo com a norma norte-americana, apenas do tipo de cimento e das condições de cura, sendo estimada pela seguinte expressão:

$$f_c(t) = \frac{t}{\alpha + \beta t} f_{cm} \quad (3.6)$$

onde, α e β são constantes que dependem da cura e do tipo de cimento, de acordo com o Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Coeficientes α e β (ACI 209R-92)

Tipo de Cimento	Tipo de Cura	α	β
Cimento tipo I	Húmida	4.0	0.85
	Vapor	1.0	0.95
Cimento tipo III	Húmida	2.3	0.92
	Vapor	0.7	0.98

A tensão de rotura do betão à tracção, para uma idade t qualquer, é expressa, em função do peso volúmico do betão, w , em Kg/m³, por:

$$f_t(t) = 0.0069 \sqrt{w f_c(t)} \quad (3.7)$$

Finalmente, a evolução do módulo de elasticidade do betão no tempo, poderá estimar-se de acordo com a expressão:

$$E_c(t) = 0.043 \sqrt{w^3 f_c(t)} \quad (3.8)$$

3.3. RETRACÇÃO DO BETÃO

3.3.1. DEFINIÇÃO

É usual definir a retracção de uma peça de betão como sendo a variação das deformações que se verificam desde o final da compactação até ao estado limite de equilíbrio higrométrico com o ambiente, a temperatura constante e na ausência de qualquer tensão aplicada (Coutinho, A. S.; Gonçalves, A. 1994 *in* Santos, T.O 2007).

O betão apresenta vários níveis de retracção, antes da presa, designado de retracção plástica, e depois da presa, ditos de retracção autogénea, retracção de secagem e retracção de carbonatação. Neste trabalho será apenas considerada a retracção após a presa, ou seja, quando esta adquire as características necessárias para funcionar como material estrutural.

Após a presa do betão, as parcelas de retracção de secagem e autogénea (considerada, por vezes, como um caso da retracção por secagem) são as mais significativas. Verifica-se que a retracção não é uniforme em toda a secção de uma peça em betão. De facto, quer a perda de água por evaporação, quer a carbonatação dos componentes hidratados do cimento, são fenómenos que conduzem a que a retracção se processe essencialmente da superfície para o interior da peça, Figura 3.2. Estando essa retracção coagida, surgem nas peças tensões de tracção na superfície e de compressão no interior.

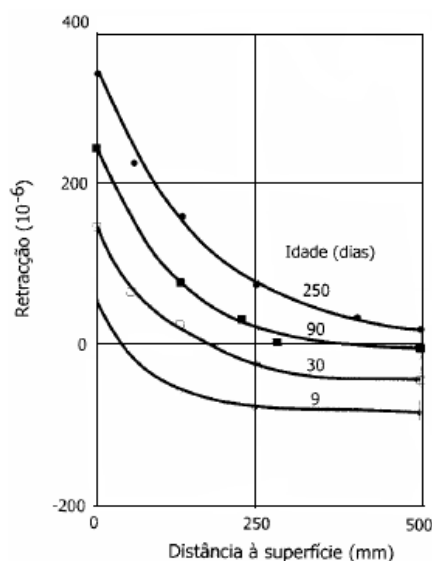


Fig.3.2 – Evolução da retracção em função da distância à superfície de secagem (secagem impedida nas outras direcções) (Neville, A.M. 2000 *in* Santos, T.O 2007)

O comportamento variável da retracção, no tempo, é condicionado por factores intrínsecos e externos. Não fazendo parte deste trabalho explanar este assunto, far-se-á apenas uma breve referência, que se entende ser benéfica para a compreensão da acção dos factores condicionantes no comportamento de um elemento estrutural de betão ao longo do seu período de vida útil.

Os factores intrínsecos estão relacionados com o próprio material, os seus constituintes, propriedades da mistura (granulometria e composição do cimento e agregados) e condições de fabrico. Os factores externos, por sua vez, dependem das condições a que o material é sujeito, as quais são função das condições ambientais e da geometria da peça, podendo algumas ser alteradas após o endurecimento do material.

Resultados experimentais têm mostrado que os factores intrínsecos condicionam a grandeza da retracção mas não influenciam a sua evolução no tempo. A utilização de adjuvantes e aditivos no fabrico de betões não afecta de forma significativa a retracção do betão a longo prazo, sendo-lhes atribuídas diferenças inferiores a 10%. Somente nas idades jovens essas variações podem ser mais importantes (Gonçalves, A. 1994 *in* Santos, T.O 2007). Assim, constata-se que grande parte da variabilidade da retracção é devida aos efeitos provocados no betão pela aleatoriedade das condições ambientais e pela história de cura.

Com efeito, os factores externos afectam tanto o valor final da retracção como a velocidade como esta se processa. No que respeita à humidade relativa, pode dizer-se, de um modo geral, que quanto maior o seu valor menor será o valor final da retracção, sendo a velocidade relativa de retracção, isto é, o quociente entre a velocidade com que se processa a retracção e o valor final da retracção, independente da humidade ambiental.

Estando a retracção do betão relacionada com a evaporação de parte da água de amassadura, essa evaporação é tanto mais fácil quanto menor for a dimensão da peça. Verifica-se, assim, que a secagem é um processo lento e com velocidade dependente da geometria da peça.

Informações recolhidas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), no âmbito da observação do comportamento de pontes de betão, têm evidenciado que as diferentes condições

ambientais a que os betões estão sujeitos *in situ* condicionam fortemente o seu comportamento diferido, sendo desta forma, e como foi citado anteriormente, fundamental tomar em consideração o efeito da retracção numa análise sustentada e real do comportamento estrutural de uma ponte no tempo.

A retracção pode ser avaliada directamente utilizando-se os métodos de cálculos propostos pelos vários códigos de projecto, uma vez que a alteração de volume é independente de tensões impostas existentes (Kwak, H.G. *et al* 2000).

3.3.2. PREVISÃO PELO EUROCÓDIGO 2

As leis de previsão da retracção e da fluência são baseadas em resultados de testes obtidos a partir de pequenos provetes normalmente ensaiados à compressão uniaxial pura. Na análise estrutural, o betão é considerado como homogéneo, apesar da existência de grandes variações de humidade, temperatura e grau de hidratação entre secções da estrutura, conduzindo a tensões auto-equilibradas, microfissuração e fissuração. Com efeito, as fórmulas de previsão dos efeitos reológicos fornecem apenas propriedades médias na secção, introduzindo-se uma incerteza adicional ao cálculo (Madsen, O. H.; Bazant, Z. P 1983).

Como tal, a lei de previsão proposta pela EN1992-1-1: 2004 refere-se ao comportamento médio de um elemento de betão, não sendo consideradas as variações das propriedades reológicas no interior desse elemento, que são função das tensões internas, das condições de humidade e micro – fendilhação localizada. Os valores obtidos são válidos para betões estruturais das classes C12/15 a C90/105, expostos a humidade relativas médias da ordem dos 40% a 100% e temperaturas médias situadas entre -40°C e 40°C.

A extensão total de retracção ε_{cs} admitida é constituída por duas componentes, a extensão de retracção de secagem ε_{cd} e a extensão de retracção autogénea ε_{ca} . A extensão de retracção por secagem evolui lentamente, uma vez que é função da migração da água através do betão endurecido. A extensão de retracção autogénea desenvolve-se durante o endurecimento do betão: desenvolvendo-se, portanto, na sua maior parte nos primeiros dias após a betonagem. A retracção autogénea é uma função linear da resistência do betão, devendo ser considerada de modo específico quando se coloca betão novo sobre betão endurecido (EN1992-1-1). O valor da extensão total da retracção é assim igual a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.9)$$

O modelo de cálculo preconizado para cada uma das parcelas é multiplicativo, em que a extensão de retracção numa peça de betão com idade t é obtida através do produto entre um coeficiente nominal, que assume o valor final da extensão de retracção $\varepsilon_{cd,\infty}$ (igual a $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$) e $\varepsilon_{ca,\infty}$ para as parcelas de secagem e autogénea, respectivamente, e um coeficiente que define o seu desenvolvimento ao longo do tempo, $\beta_{ds}(t, t_s)$ para a retracção por secagem e $\beta_{as}(t)$ para a retracção autogénea, sendo t_s a idade do betão no início do período de expansão por secagem, normalmente correspondente ao fim da cura. Desta forma, tem-se que:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.10)$$

e

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

O coeficiente nominal de retracção por secagem de referência $\varepsilon_{cd,0}$ depende da humidade relativa do ar, do tipo de cimento e da resistência média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade f_{cm} , em MPa, sendo calculada por:

$$\varepsilon_{cd,o} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.12)$$

onde α_{ds1} e α_{ds2} são coeficientes que dependem do tipo de cimento, Quadro 3.3, e β_{RH} o factor que admite a influência da humidade relativa ambiental RH , em %, definindo-se por:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (3.13)$$

Quadro 3.3 – Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} (EN 1992-1-1)

Tipo de Cimento	α_{ds1}	α_{ds2}
Cimento da Classe S	3	0,13
Cimento da Classe N	4	0,12
Cimento da Classe R	5	0,11

O desenvolvimento da retracção por secagem ao longo do tempo, $\beta_{ds}(t, t_s)$, é dado por:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_o^3}} \quad (3.14)$$

Nesta expressão, h_o é a espessura equivalente do elemento, que admite o efeito da geometria e o contacto com o meio ambiente, em mm, sendo definida como a razão entre o dobro da área da secção transversal A_c e o perímetro em contacto com a atmosfera u .

Por fim, k_h é o coeficiente que depende da espessura equivalente de acordo com o Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Valores de k_h (EC2)

h_o	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Por sua vez, o coeficiente nominal de retracção autogénea de referência é função da resistência característica de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, sendo definido pela expressão:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.15)$$

e o desenvolvimento ao longo do tempo $\beta_{as}(t)$ dado por:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} \quad (3.16)$$

Como apresentado na Figura 3.3 e Figura 3.4, o desenvolvimento da retracção ao longo do tempo é um processo lento. Quanto mais espessas são as peças, mais tempo demora a retracção a processar-se. No caso de uma peça com espessura equivalente de 300 mm, apenas pouco mais de 25% da retracção total se processa ao longo do primeiro ano.

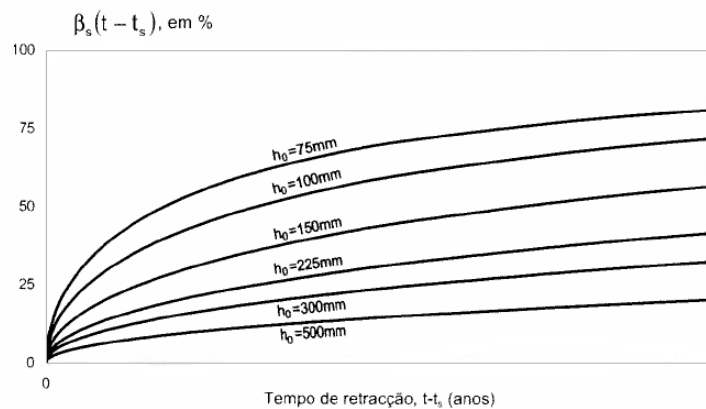


Fig.3.3 – Desenvolvimento da retracção ao longo do primeiro ano (Santos, T.O. 2007).

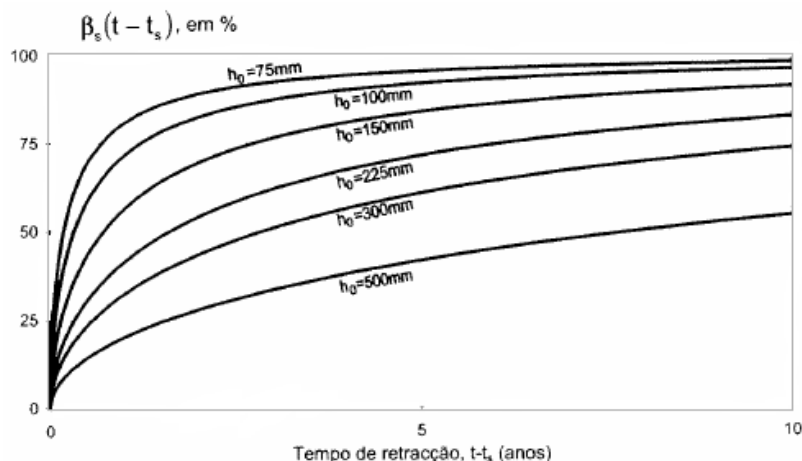


Fig.3.4 – Desenvolvimento da retração ao longo dos primeiros 10 anos (Santos, T.O. 2007).

Como exposto, a retração é quantificada por meio de extensões, as quais, nos casos correntes, podem ser assimiláveis às produzidas por um abaixamento lento e uniforme da temperatura de 15°C só no betão (Reis, A.J.).

A retração até agora considerada refere-se à chamada retração uniforme. No caso das secções de betão armado as armaduras restringem o efeito de retração do betão de tal forma que se introduzem tensões de tracção no betão e tensões de compressão nas armaduras, podendo dizer-se que quanto maior a percentagem de armadura, maiores são as tracções no betão. Se a percentagem de armadura for fixa, digamos inferior a 0,5%, pode assimilar-se a retração a um abaixamento de temperatura superior, na ordem dos 20°C.

3.3.3. PREVISÃO PELO ACI 209R-92

A lei de previsão do ACI209R-92 baseia-se, tal como no caso da EN1992-1-1, em expressões que representam valores médios de resultados laboratoriais obtidos para condições ambientais e de carregamento constantes. Assim, recomendam-se para betões compostos por cimentos do tipo I e III (classificação de acordo com o ACI) com um abaixamento de 2.7 mm, percentagem de vazios inferior a 6% e uma percentagem de agregados finos de 50%. As condições ambientais deverão aproximar-se a uma temperatura de 23±2°C e uma humidade relativa de 40%. A extrapolação das expressões de previsão a condições ambientais diferentes das impostas nos ensaios laboratoriais deverá concretizar-se através da aplicação de coeficientes de correcção.

Assim sendo, a deformação total por retração para uma idade de t dias, é expressa por:

$$\varepsilon_s(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{35 + (t - t_s)} \varepsilon_{su} \quad \text{para cura húmida } (t_s \geq 7 \text{ dias}) \quad (3.17a)$$

$$\varepsilon_s(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{55 + (t - t_s)} \varepsilon_{su} \quad \text{para cura a vapor } (t_s \geq 1 \text{ dias}) \quad (3.17b)$$

onde t_s é a duração do processo de cura inicial e ε_{su} é o coeficiente nominal da retracção dado por:

$$\varepsilon_{su} = -\left(780 \gamma_{MC} \gamma_{RH} \gamma_{VS} \gamma_{SL} \gamma_{FA} \gamma_{CC} \gamma_{AC}\right) \times 10^{-6} \quad (3.18)$$

em que, γ_{MC} , γ_{RH} , γ_{VS} , γ_{SL} , γ_{FA} , γ_{CC} e γ_{AC} são os factores de correcção da retracção. Estes são definidos, respectivamente, pelo Quadro 3.5 e pelas expressões (3.19), (3.20), (3.21), (3.22), (3.23) e (3.24), onde: RH é a humidade relativa da atmosfera envolvente, em %; V/S é a razão volume / superfície do elemento de betão, cujo valor é metade da espessura equivalente h_0 , definida de acordo com o EC2; s é o abaixamento do betão, em mm; f é a percentagem de finos do agregado, em %; c é a quantidade de cimento, em Kg/m^3 ; e, finalmente, a é a percentagem de vazios, em %.

Quadro 3.5 – Coeficiente γ_{MC} (ACI 209)

Duração da cura t_s (dias)	γ_{MC}
1	1.20
3	1.10
7	1.00
14	0.93
28	0.86
90	0.75

$$\gamma_{RH} = 1.4 - 0.01RH \quad \text{para } 40\% \leq RH \leq 80\% \quad (3.19a)$$

$$\gamma_{RH} = 3.0 - 0.03RH \quad \text{para } 80\% < RH \leq 100\% \quad (3.19b)$$

$$\gamma_{VS} = \max\left(0.2; 1.2 \exp\left(-0.00472 \frac{V}{S}\right)\right) \quad (3.20)$$

$$\gamma_{SL} = 0.89 + 0.00161s \quad (3.21)$$

$$\gamma_{FA} = 0.3 + 0.014f \quad \text{para } f \leq 50\% \quad (3.22a)$$

$$\gamma_{FA} = 0.9 + 0.002f \quad \text{para } f > 50\% \quad (3.22b)$$

$$\gamma_{CC} = 0.75 + 0.00061c \quad (3.23)$$

$$\gamma_{AC} = 0.95 + 0.008a \quad (3.24)$$

3.4. FLUÊNCIA DO BETÃO

3.4.1. DEFINIÇÃO

De um modo geral, o mecanismo da fluência pode ser entendido como uma deformação crescente ao longo do tempo sob uma tensão constante, resultante de alterações na estrutura interna do material provocadas por fenómenos de origem física e química.

Deverá notar-se que, como referido no ponto 3.1, os fenómenos de retracção e fluência são tomados como independentes por motivos de definição e conveniência, tornando-se válido o princípio da sobreposição dos efeitos. Assim, a fluência é definida como a diferença entre a variação da deformação ao longo do tempo de um provete carregado, excluindo as deformações elásticas, e a deformação de um provete não carregado, conservados nas mesmas condições ambientais, isto é, considera-se deformação de fluência toda a que, após o carregamento, ocorre para além da deformação correspondente à retracção livre do betão (Santos, T.O. 2007).

A evolução das extensões por fluência no tempo é caracterizada pelo aparecimento de três fases distintas, designadas de fluência primária, fluência secundária e fluência terciária, Figura 3.5. A primeira distingue-se por uma velocidade de deformação decrescente no tempo, a segunda por uma velocidade de deformação mínima e praticamente constante e a terceira, que só se manifesta para níveis de tensão elevados, superiores a $0,4 f_c$, caracteriza-se por um aumento gradual da velocidade de deformação até se atingir a denominada rotura diferida, para valores de tensão entre $0,7 f_c$ e $0,9 f_c$.

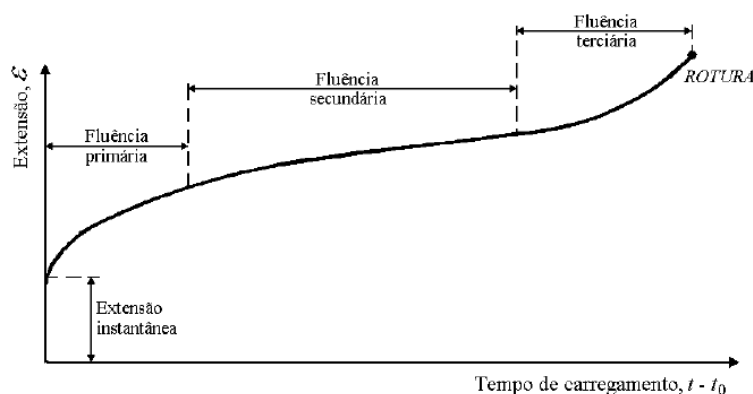


Fig.3.5 – Representação esquemática da evolução da fluência do betão (Henriques, A.R. 1998)

Esta evolução é influenciada, tal como no caso da retracção, por factores internos, inerentes ao próprio material, de entre os quais se distinguem as propriedades dos constituintes, as propriedades da mistura e as condições de fabrico, e por factores externos, tais como a geometria da peça, a temperatura e a humidade relativa dos ambientes (os mesmos que condicionam a retracção) e o nível de tensão aplicado, a idade do betão quando carregado e a duração do mesmo.

O comportamento no tempo da pasta de cimento é o factor interno que constitui a principal causa de fluência no betão, no entanto outros factores, tais como a dimensão e o tipo de agregados, a proporção entre os diversos constituintes e a razão água/cimento devem ser tidos em consideração. Assim sendo, destacam-se os seguintes pontos:

- Valores mais elevados da fluência estão associados ao facto de alguns agregados apresentarem, por si só, fluência, ao tipo de ligação existente entre o agregado e a pasta de cimento e à granulometria dos mesmos, podendo dizer-se que quando maior a dimensão dos agregados, menor a fluência do betão;
- A dosagem óptima de cimento, que conduz ao valor limite máximo da tensão de rotura do betão, garante a fluência mínima no mesmo. Todavia, a partir do momento em que a tensão de rotura limite for atingida, o aumento da dosagem de cimento provoca o aumento da fluência;
- Quanto maior a razão água/cimento, maior o valor da fluência;
- O modo como a massa é vibrada afecta as propriedades do betão endurecido, de tal forma que períodos de vibração mais longos aumentam os valores do módulo de elasticidade e da resistência do betão, e consequentemente conduzem a menor fluência.

Com base no último ponto enumerado anteriormente, que refere a diminuição da fluência em função do aumento dos valores do módulo de elasticidade e da resistência de compressão, pode dizer-se que a fluência do betão depende da maturidade do material quando é efectuado o carregamento, sendo que quanto mais novo for o betão maior a sua fluência.

A humidade relativa do meio ambiente e o volume da peça são factores condicionantes da fluência que se relacionam entre si. Peças conservadas em ambientes com humidades relativas mais baixas, ou seja, maiores gradientes de humidade, conduzem a maiores valores de fluência, agravados pelo aumento do quociente entre a superfície de evaporação e volume da peça.

A temperatura, por seu turno, afecta, de forma distinta, o desenvolvimento da fluência antes e após o carregamento. No primeiro caso, temperaturas mais elevadas aceleram a maturidade do betão, conduzindo a menores valores da fluência, contrariamente, no segundo caso, temperaturas mais elevadas aumentam a fluência.

Nas estruturas correntes de betão, o nível de tensões com carácter de permanência não ultrapassa, geralmente, 40% da resistência do betão. Como tal, a ocorrência de fluência terciária não se verifica e, normalmente, não se distingue a fluência primária da secundária. Para estes níveis de tensão os efeitos da fluência são traduzidos por modelos lineares, sendo válido o princípio da sobreposição dos efeitos. No entanto, este princípio perde validade nos casos em que há um carregamento num instante t_1 muito superior ao instante t_0 , referente ao carregamento inicial, devido ao fenómeno de adaptação (Bazant, Z.P, 1988).

Alude-se ainda duas alternativas à forma de abordar e caracterizar as extensões por fluência do betão. A primeira abordagem baseia-se na separação das deformações que são recuperáveis após a anulação da carga (as quais se desenvolvem rapidamente até atingir um valor limites) das que não o são (contrariamente estas desenvolvem-se lentamente e parece não haver limite), definindo-se assim a fluência por elasticidade deferida e a fluência por plasticidade deferida, respectivamente, Figura 3.6. A segunda forma de abordagem passa por relacionar as deformações de fluência com as condições higrométricas a que o betão está sujeito, dividindo-as assim em fluência básica (deformações que ocorrem sem trocas de humidade como o meio ambiente) e em fluência de secagem (ocorre devido às trocas de humidade com o exterior).

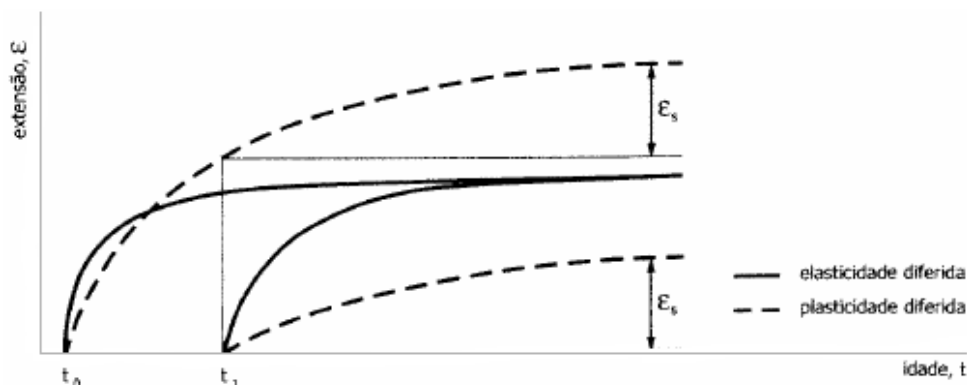


Fig.3.6 – Elasticidade e plasticidade diferidas (Santos, T.O. 2007).

Por fim, apresenta-se na Figura 3.7 o esquema da evolução das extensões de uma peça de betão sujeita a um carregamento na idade t_0 , o qual é anulado para $t_1 > t_0$. Nestas condições verifica-se que após a anulação do carregamento a deformação tende a diminuir, mas não se anula. Este facto é devido ao aparecimento, não só, de deformações instantâneas de natureza elástica, mas também de natureza plástica. Com efeito, quando a tensão aplicada é nula, há uma recuperação instantânea, que é inferior à deformação inicial instantânea, resultante da não recuperação da componente plástica e do endurecimento do material.

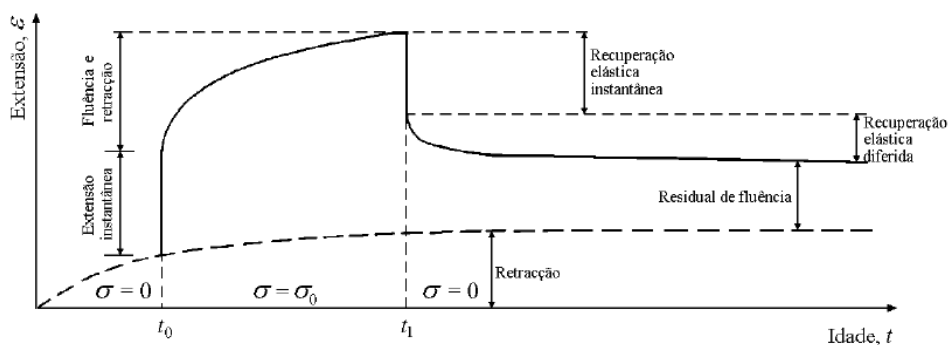


Fig.3.7 – Evolução das deformações ao longo do tempo com carregamento e descarregamento em diferentes instantes (Henriques, A.R. 1998).

3.4.2. PREVISÃO PELO EUROCÓDIGO 2

De forma análoga à lei de previsão da retracção proposta pela norma europeia, a da fluência, definida pela mesma norma, admite o comportamento médio da peça de betão, excluindo as variações das propriedades reológicas no interior da peça e limitando a aplicação da lei de previsão a betões estruturais das classes C12/15 a C90/105, expostos a humidades relativas médias da ordem dos 40% a 100% e temperaturas médias situadas entre -40°C e 40°C .

A extensão devida à fluência do betão, para um idade t e uma tensão de compressão constante σ_c , aplicada na idade do betão t_0 , é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t) = \varphi(\infty, t_0) \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3.25)$$

sendo $\varphi(\infty, t)$ o coeficiente de fluência, que é função do módulo de elasticidade tangente na origem, E_{cm} . Nos casos em que não seja necessária grande precisão o valor deste coeficiente pode ser obtido directamente a partir dos ábacos apresentados na Figura 3.8, desde que o betão não esteja submetido a uma tensão de compressão superior a $0,45f_{ck}(t_o)$ na idade t_o , idade à data do primeiro carregamento. Caso contrário, a EN1992-1-1 apresenta, no Anexo B, expressões de cálculo mais rigorosas, de tal forma que:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.26)$$

onde φ_0 é o coeficiente nominal de fluência, que depende da humidade relativa do ar, RH , (tida em conta pelo factor φ_{RH}), da resistência média do betão à compressão aos 28 dias, f_{cm} , (tida em conta pelo factor $\beta(f_{cm})$) e da idade do betão quando é carregado t_o (tida em conta pelo factor $\beta(t_o)$), podendo ser calculado a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.27)$$

em que,

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para} \quad f_{cm} \leq 35 \text{MPa} \quad (3.28a)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad \text{para} \quad f_{cm} > 35 \text{MPa} \quad (3.28b)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (3.29)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.30)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (3.31)$$

Note-se que nestas expressões h_o é a espessura equivalente, em mm, já definida em 3.3.2.

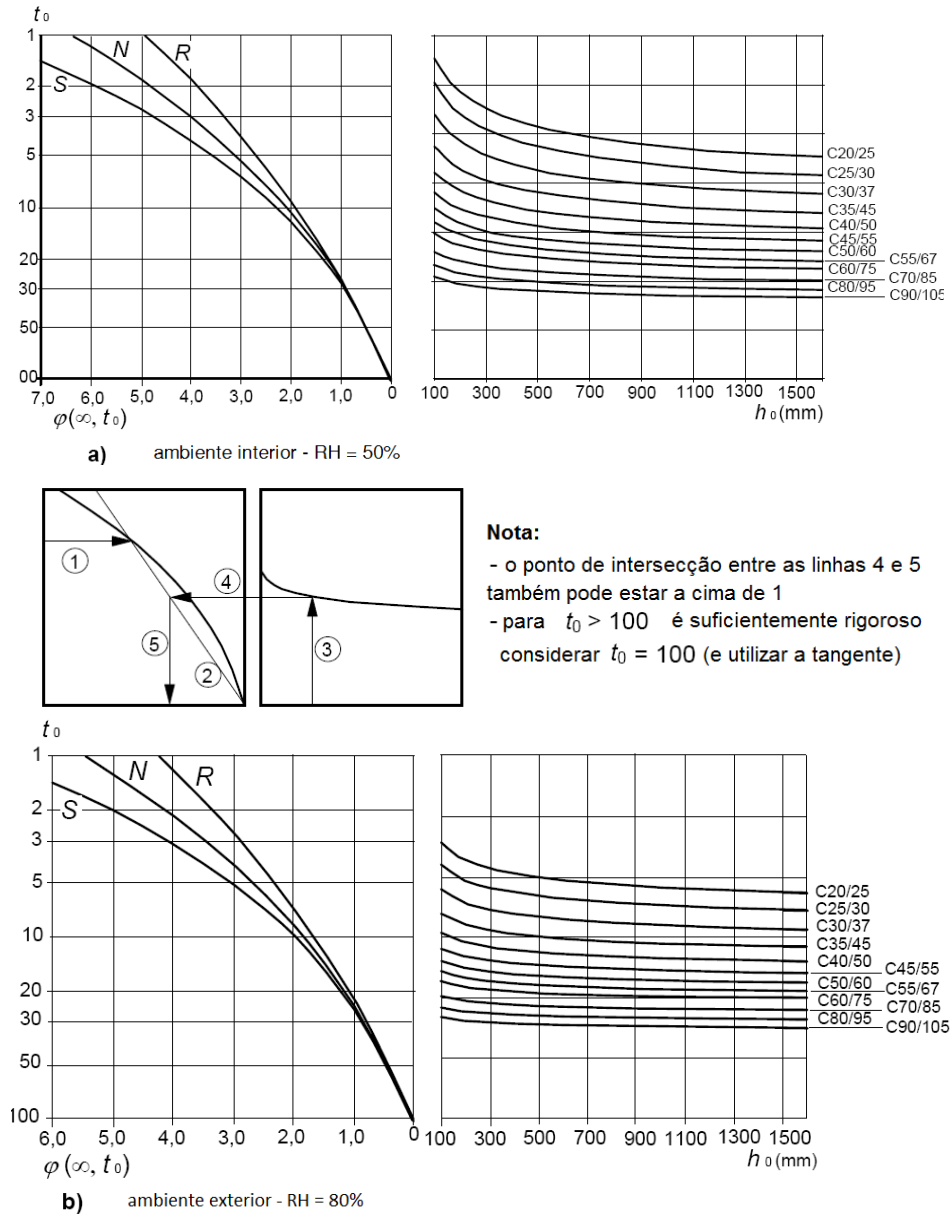


Fig.3.8 – Método para determinação do coeficiente de fluência para betão em condições ambientais normais (EN1992-1-1).

Por sua vez, o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, referido na expressão (3.10), pode ser estimado pela expressão:

$$\beta(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} \quad (3.32)$$

em que o coeficiente que tem em conta a influência da humidade relativa e da espessura equivalente da peça é dado por:

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 RH)^{18} \right] h_o + 250 \leq 1500 \quad \text{para} \quad f_{cm} \leq 35 MPa \quad (3.33a)$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 RH)^{18} \right] h_o + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{para} \quad f_{cm} > 35 MPa \quad (3.33b)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.34)$$

O efeito de temperaturas elevadas ou baixas, no intervalo de 0 a 80°C, na maturidade do betão, poderá ser considerada corrigindo a idade do betão de acordo com a seguinte expressão:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (3.35)$$

sendo $T(\Delta t_i)$ a temperatura, em °C, durante o intervalo de tempo Δt_i , em número de dias.

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência do betão pode ser tida em conta corrigindo na expressão (3.31) a idade à data do carregamento t_o , de acordo com:

$$t_o = t_{o,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{o,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.36)$$

em que α é função do tipo de cimento utilizado no betão:

Quadro 3.6 – Coeficiente α (EN1992-1-1)

Tipo de Cimento	α
Cimento da Classe S	-1
Cimento da Classe N	0
Cimento da Classe R	1

e $t_{o,T}$ é a idade do betão quando do carregamento, já corrigida da temperatura.

Foi caracterizada, no ponto anterior 3.4.1, a evolução das deformações por fluência do betão no tempo, tendo sido referido que para tensões com carácter permanente as deformações são aproximadamente proporcionais à tensão de compressão aplicada, tornando-se válida a relação de linearidade. No entanto quando a tensão de compressão assume valores superiores a aproximadamente 40% da resistência à compressão do betão, esta relação perde validade, devendo considerar-se o comportamento não linear da fluência, Figura 3.9.

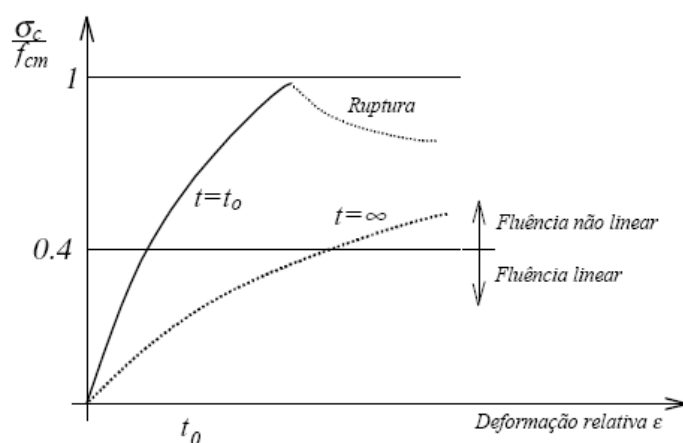


Fig.3.9 – Influência da duração e do nível de tensão no desenvolvimento da fluência
(Ferraz, M.A.C. 2001).

O EC2 considera esta alteração de comportamento, propondo a sua consideração a partir da correcção do coeficiente de fluência, definindo-se o coeficiente teórico de fluência não linear $\varphi_k(\infty, t_o)$. Com efeito, quando a tensão de compressão do betão na idade t_o excede o valor de $0,45 f_{ck}(t_o)$, a não linearidade da fluência deve ser tida em conta, tal que:

$$\varphi_k(\infty, t) = \varphi(\infty, t_o) \cdot e^{(1,5(K_\sigma - 0,45))} \quad (3.37)$$

onde K_σ é a razão tensões – resistência $\sigma_c / f_{cm}(t_o)$, em que σ_c é a tensão de compressão e $f_{cm}(t_o)$ é a resistência média à compressão do betão à data do carregamento.

Note-se que o coeficiente de variação médio dos dados relativos à fluência, anteriormente referidos e obtidos a partir de um banco de dados informatizado de resultados de ensaios em laboratório, é da ordem de 20%.

3.4.3. PREVISÃO PELO ACI 209R-92

Tal como preconizado, pelo mesmo código, na lei de previsão da retracção, a da fluência refere-se às “condições standard”, semelhantes às apresentadas no ponto 3.3.3, e aos coeficientes de correcção para outras condições ambientais e de carregamento. Assim, o coeficiente de fluência é expresso por:

$$\varphi(t, t_o) = \frac{(t - t_o)^{0.6}}{10 + (t - t_o)^{0.6}} \varphi_u \quad (3.38)$$

onde φ_u é o coeficiente final de fluência, dado por:

$$\varphi_u = 2.35 \varphi_{LA} \varphi_{RH} \varphi_{VS} \varphi_{SL} \varphi_{FA} \varphi_{AC} \quad (3.39)$$

em que, φ_{LA} , φ_{RH} , φ_{VS} , φ_{SL} , φ_{FA} e φ_{AC} são os factores de correcção da retracção, definidos, respectivamente, pelas expressões (3.40), (3.41), (3.42), (3.43), (3.44) e (3.45), onde t_o é o instante inicial de carregamento e as restantes variáveis, RH , V/S , s , f e a , são idênticas às apresentadas em 3.3.3.

$$\varphi_{LA} = 1.25(t_o)^{-0.118} \quad \text{para uma cura húmida } (t_o \geq 7 \text{ dias}) \quad (3.40a)$$

$$\varphi_{LA} = 1.13(t_o)^{-0.094} \quad \text{para uma cura a vapor } (t_o \geq 1 \text{ dia}) \quad (3.40b)$$

$$\varphi_{RH} = 1.27 - 0.0067 RH \quad (3.41)$$

$$\varphi_{VS} = \frac{2}{3} \left(1 + 1.13 \exp \left(-0.0213 \frac{V}{S} \right) \right) \quad (3.42)$$

$$\varphi_{SL} = 0.82 + 0.00264s \quad (3.43)$$

$$\varphi_{FA} = 0.88 + 0.0024 f \quad (3.44)$$

$$\varphi_{AS} = \max(1; 0.46 + 0.09a) \quad (3.45)$$

4

Efeitos Reológicos do Betão no Comportamento Estrutural de Pontes Mistas

4.1. INTRODUÇÃO

De uma forma genérica, e tal como apresentado no Capítulo 2 deste trabalho, as pontes mistas são construídas através da colocação de uma laje de betão sobre vigas metálicas de suporte, cuja ligação é estabelecida por conectores a fim de se garantir uma ligação monolítica entre ambos (Kwak, H.G.; *et al.* 2000).

A compreensão das vantagens do comportamento combinado de ambos os materiais conduziu a soluções estruturais de pontes mais económicas e eficientes. Por um lado, o betão é um material que apresenta um bom comportamento quando comprimido, por outro lado, o aço é um material que apresenta, não só um bom comportamento quando traccionado, mas também, permite, graças à sua elevada resistência, o aligeiramento da estrutura.

Todavia, na prática, um grande número de soluções estruturais de pontes mistas adopta elementos de viga contínuos, surgindo assim zonas, referentes aos apoios centrais, onde o betão surge à tracção e o aço à compressão. Esta alteração de comportamento poderá conduzir a fenómenos adversos, tais como a fendilhação da laje de betão ou o empenamento do elemento de aço, sendo necessária especial atenção durante a fase de projecto e a adopção de medidas preventivas, tais como a utilização de pré-esforço laje de betão destas regiões.

É uma prática corrente e essencial nos projectos de engenharia civil, não só analisar e projectar a estrutura tendo como base os estados que impõem a capacidade resistente máxima da estrutura (estados limites últimos), mas também avaliar a satisfação dos estados limites em serviço, respeitando-se as condições de uso normal da estrutura e a sua durabilidade.

Os viadutos híbridos de aço - betão, tal como as restantes estruturas, devem assim ser projectados de modo a satisfazer, quer os estados limite últimos, quer os de serviço. O dimensionamento dos elementos mistos à flexão máxima é relativamente directo, admitindo-se a ocorrência de plastificação a meio - vão e empenamento nos apoios, se condicionante. Contrariamente, o cálculo em serviço das vigas mistas é mais complexo, uma vez que a previsão do comportamento das mesmas será afectado por deformações no tempo devidas à retracção e fluência e pela adição de não – linearidades causadas pela fendilhação do betão (Gilbert, I.R., *et al.* 1995).

Assim sendo, esta verificação deverá implicar uma avaliação realista, no tempo, das forças internas desenvolvidas na estrutura, das condições de apoio e suas reacções, da relação tensões – extensões e ainda da abertura de fendas e dos deslocamentos.

Para tal, dever-se-á ter em consideração três factores de análise principais: a fendilhação do betão, a diferença entre os comportamentos reológicos dos dois materiais e o processo construtivo, geralmente segmentado.

O primeiro factor, fendilhação do betão, conduz à perda de rigidez da estrutura, modificando a distribuição de tensões entre a laje de betão e as vigas de suporte de aço e, no caso de estruturas hiperestáticas, à distribuição das forças internas.

Por sua vez, a diferença entre os comportamentos reológicos dos materiais caracteriza-se, ao contrário do aço, pelo desenvolvimento de extensões por retracção e fluência no betão, que geram também deformações e redistribuição de tensões.

O processo construtivo, por último, é normalmente caracterizado por elementos pré-fabricados de aço e betão, por constantes alterações no esquema longitudinal e no perfil transversal da estrutura, nas condições de carregamento e de ligação entre os dois materiais. Estas constantes alterações conduzem a vários ciclos de carga – descarga, à abertura e fecho de fendas e ao desenvolvimento de deformações e curvaturas. Como resultado, o estado de tensão em ambos os materiais será totalmente diferente dependendo do processo construtivo adoptado.

Estas três variáveis relacionam-se entre si, de tal forma que se a redistribuição de esforços ocorrer por fluência e retracção, o betão fendilhará, resultando na redução da rigidez da estrutura e na distribuição das forças internas, que consequentemente afectarão a fluência.

A necessidade e preocupação por compreender estes fenómenos e a forma como afectam o comportamento estrutural de pontes mistas tem conduzido a constantes investigações e à elaboração de vários artigos sobre o seu estado de arte.

No caso específico, será estudada e avaliada a influência do segundo factor – comportamento reológico do betão.

Neste capítulo serão apresentados os princípios base que caracterizam os fenómenos da fluência e retracção, os métodos de simulação e modo como influenciam a resposta estrutural de viadutos híbridos mistos de aço – betão.

Antes de partir para a exposição dos pontos referidos, é fundamental fazer uma breve alusão ao artigo 2.3.3, cláusulas (1) e (2) da norma EN 1994-2: 2005:

- Cláusula (1) – os efeitos da retracção e da fluência do betão e das alterações não - uniformes da temperatura resultam no desenvolvimento de força internas na secção transversal e em curvaturas e extensões longitudinais nos elementos; os efeitos que ocorrem em estruturas estaticamente determinadas, e em estruturas estaticamente indeterminadas quando a compatibilidade de deformações não é considerada, deverão classificar-se como efeitos primários;
- Cláusula (2) – Em estruturas estaticamente indeterminadas os efeitos primários da fluência, retracção e temperatura associam-se a acções adicionais, tornando os efeitos totais compatíveis; estes deverão classificar-se como efeitos secundários.

A distinção entre ambos os efeitos é de importância basilar para a compreensão da influência dos fenómenos de retracção e fluência na resposta estrutural, como se verá de seguida.

4.2. FLUÊNCIA EM PONTES MISTAS E MÉTODOS DE PREVISÃO

Como exposto no Capítulo 3, o mecanismo da fluência pode ser entendido como uma deformação crescente ao longo do tempo sob uma tensão constante, resultante de alterações na estrutura interna do material provocadas por fenómenos de origem física e química.

Em estruturas mistas de aço e betão este mecanismo conduz, não só a deformações diferidas no tempo, mas também, e em consequência, à redistribuição de tensões entre as duas partes da secção transversal, a qual será agravada pelo nível de hiperstaticidade da estrutura. Consequentemente, é importante, neste tipo de estruturas, estender o cálculo no tempo através da realização de uma análise viscoelástica.

Muita literatura foi já realizada sobre o tema, no entanto uma grande maioria baseia-se em formulações matemáticas simplificadas, que admitem ligações rígidas entre ambos os materiais, o que de acordo com Alsamsam (Dezi, L: *et al* 1998), não traduz o comportamento real deste tipo de estruturas, nomeadamente quando se avaliam os efeitos da retracção e do pré-esforço na laje de betão.

Assim, na modelação do comportamento mecânico de vigas mistas tem havido uma crescente tendência para incluir a deformabilidade devida aos sistemas de conexão no interface entre a laje de betão e a viga de aço, permitindo-se, por um lado, avaliar a distribuição da força de cisalhamento ao longo do interface de forma mais precisa e, por outro lado, fornecer melhores resultados da resposta global da estrutura, a qual depende do comportamento dessa conexão (ver ponto 4.4).

Dezi, L *et al* (1998 e 1996) expôs no seu trabalho a formulação matemática e a avaliação do comportamento diferido de vigas mistas contínuas, admitindo os efeitos do deslizamento na interface e focando a análise nas acções base a que estão sujeitas, nomeadamente, as acções estáticas, as acções geométricas, a retracção e o pré-esforço da laje de betão, de acordo com a Figura 4.1.

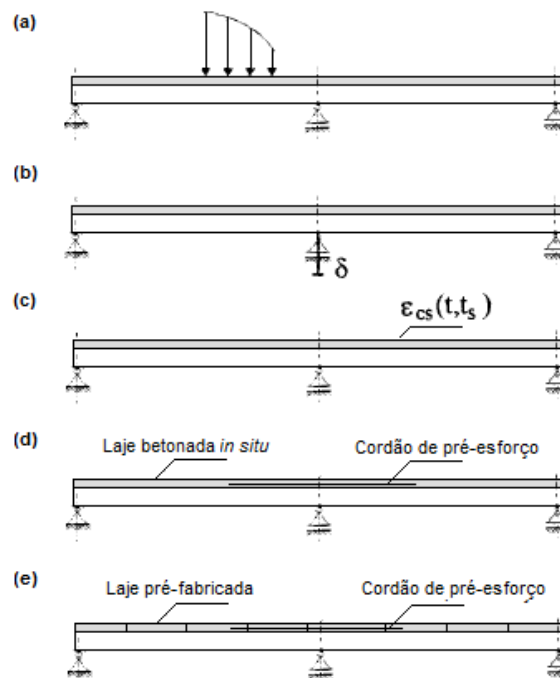


Fig.4.1 – Diferentes acções na estrutura: (a) Acção estática; (b) Acção geométrica; (c) Retracção na laje de betão; (d) Pré-esforço na laje betonada *in situ*; (e) Pré-esforço na laje pré-fabricada. (Dezi, L *et al* 1998).

A formulação matemática fundou-se nos pressupostos clássicos de Newmark, dos quais se distinguem a preservação do plano da secção transversal (i.e. a distribuição de extensões na secção em qualquer instante é linear), considerada separadamente para a viga de aço e para a laje de betão, e a consideração de idênticos deslocamentos verticais para cada elemento. Subsequentemente, de forma a ter-se em conta os efeitos do pré-esforço na laje de betão, considerou-se adicionalmente: não será admitido o escorregamento entre os tendões de pré-esforço e o betão; o pré-esforço será aplicado na fibra do centróide da laje; as perdas devidas à relaxação do aço serão concentradas no instante inicial do pré-esforço. A história da distribuição das acções internas (N_c , M_s , M_c , $M_{s,s}$), da força de pré-esforço (P) e das reacções (X) serão as variáveis do problema, Figura 4.2.

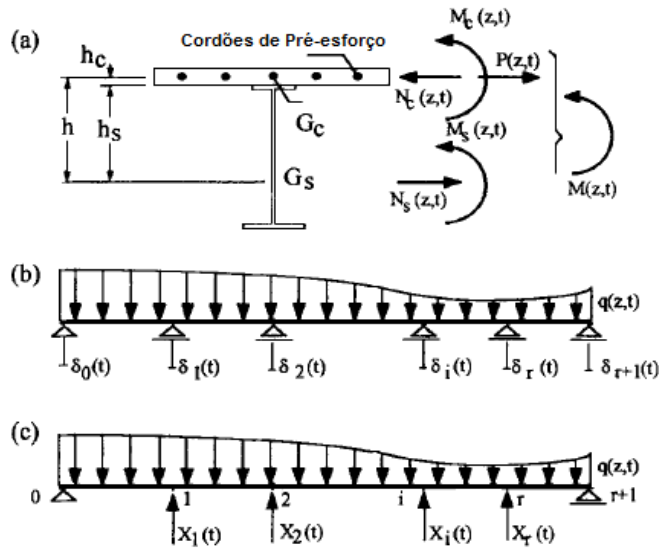


Fig.4.2 – Sistema estrutural: (a) Secção transversal e acções internas; (b) Viga contínua de referência; (c) Esquema estaticamente determinado (Dezi, L *et al* 1996).

Para a generalidade dos casos, em que a estrutura é caracterizada por uma viga contínua sujeita a forças exteriores, a deslocamentos nos apoios, δ_i , à acção da retracção, ε_{cs} , ou de qualquer outra extensão imposta, tal como a temperatura, e ao pré-esforço na laje, o sistema matemático é definido pelas seguintes condições:

- Condição de equilíbrio de translação:

$$N_c(z,t) - N_s(z,t) - P(z,t) = 0 \quad (4.1a)$$

- Condição de equilíbrio de rotação:

$$M_c(z,t) + M_s(z,t) - N_s(z,t)h = m_r(z,t) + \sum_{i=1}^r m_i X_i(t) \quad (4.1b)$$

- Condição de compatibilidade no interface viga – laje:

$$\begin{aligned} \frac{1}{q} \frac{\partial N_s(z, t)}{\partial z^2} = & -\varepsilon_{cs}(t_s, t) + \frac{N_s(z, t)}{E_s A_s} - \frac{M_s(z, t)}{E_s I_s} h_s \\ & + \left[\frac{N_c(z, t_o)}{A_c} - \frac{M_c(z, t_o)}{I_c} h_c \right] \varphi(t, t_o) \\ & + \frac{1}{A_c} \int_{t_o}^t \varphi(t, \tau) dN_c(z, \tau) - \frac{h_c}{I_c} \int_{t_o}^t \varphi(t, \tau) dM_c(z, \tau) \end{aligned} \quad (4.1c)$$

- Condição de compatibilidade para os deslocamentos verticais ente a laje e a viga:

$$\frac{M_s(z, t)}{E_s I_s} = \frac{M_c(z, t_o)}{I_c} \varphi(t, t_o) + \frac{1}{I_c} \int_{t_o}^t \varphi(t, \tau) dM_c(z, \tau) \quad (4.1d)$$

- Condição de compatibilidade entre os cordões de pré-esforço e a fibra do betão ao mesmo nível:

$$\begin{aligned} P(z, t) = & P(z, t_o) - A_{sp} E_{sp} \left\{ \frac{N_c(z, t_o)}{A_c} [\varphi(t, t_o) - \varphi(t_o, t_o)] \right\} \\ & - A_{sp} E_{sp} \left\{ \frac{1}{A_c} \int_{t_o}^t \varphi(t, \tau) dN_c(z, \tau) - \varepsilon_{cs}(t_s, t) \right\} \end{aligned} \quad (4.0e)$$

- Condição de compatibilidade externa:

$$\begin{aligned} \int_0^j \left[\int_o^\xi \frac{M_s(\eta, t)}{E_s I_s} d\eta \right] d\xi - \frac{z_j}{L_{tot}} \int_o^{L_{tot}} \left[\int_o^\xi \frac{M_s(\eta, t)}{E_s I_s} d\eta \right] d\xi \\ + \frac{z_j \delta_{r+1}(t) + (L_{tot} - z_j) \delta_o(t)}{L_{tot}} = \delta_j(t) \quad j = 1, 2, \dots, r \end{aligned} \quad (4.1f)$$

onde, t e t_o são os instantes final e inicial da análise, respectivamente; t_s a idade do betão no início da retracção; q a rigidez por unidade de comprimento do sistema de ligação; $\varphi(t, t_o)$ o coeficiente de fluência do betão, definido no ponto 3.4; E_s e E_{sp} os módulos de elasticidade do aço estrutural e do aço de pré-esforço, respectivamente; A_{sp} a área de aço de pré-esforço; h , h_s e h_c as alturas apresentadas na

Figura 4.2; m_r o momento flector devido à acção das forças estáticas exteriores avaliadas num esquema estaticamente determinado; m_i o momento flector avaliado num esquema estaticamente determinado devido a uma força unitária aplicada na secção restringida i .

A formulação matemática deste problema consiste num sistema de equações que descreve as condições de equilíbrio e de compatibilidade no interface e nos apoios, onde o efeito da fluência é tido em conta em funções integrais através da consideração de $\varphi(t, t_0)$. Estas funções, como exposto em seguida, podem tomar formas de aproximação mais simplificadas ou complexas, sendo fundamental conhecer as vantagens de cada uma e as suas condições de aplicabilidade.

4.2.1. MÉTODOS ALGÉBRICOS SIMPLIFICADOS

Os modelos de análise dos efeitos reológicos em estruturas compósitas de aço – betão foram, desde sempre, caracterizados por um elevado nível de inexactidão, decorrente, sobretudo, dos factores expostos no Capítulo 3 deste trabalho, conduzindo a diferentes abordagens e mecanismos de aplicação, que variavam de país para país.

No Reino Unido era comumente aceite considerar o efeito da fluência a partir de leis de modelação simplificadas, uma vez que se considerava que maiores níveis de exactidão, obtidos seguindo-se modelos mais complexos, eram mais teóricos do que reais. Contrariamente, na antiga Alemanha Ocidental o cálculo da fluência nos tabuleiros de pontes mistas aderiu às mesmas regras impostas para o cálculo do pré-esforço em elementos de betão, sendo a perdas por retracção e fluência analisadas com grande detalhe (Jonhson R.P *et al* 1979).

Estes diferentes tipos de abordagem advinham das divergências no cálculo do pré-esforço e na dimensão dos vãos adoptados. Os projectistas ingleses admitiam a fendilhação do betão, como tal novas incertezas relativas à alteração da rigidez dos elementos conduziam a níveis de imprecisão superiores aos produzidos pelos efeitos reológicos. Na Alemanha, por sua vez, adoptava-se um cálculo detalhado do comportamento diferido do betão, pois reconhecia-se a sua influência na perda do pré-esforço e a influência do último na prevenção da perda de rigidez decorrente da fendilhação. Por outro lado, a generalidade das pontes mistas de aço – betão da Europa Ocidental apresentam vãos de grandes dimensões, contrastando com as do Reino Unido, cuja maioria é inferior a 50 m.

A norma europeia actual (EN 1994-2: 2005), que segue as recomendações da antiga Alemanha Ocidental, refere-se na cláusula (2) do item 5.4.2.2, à consideração dos efeitos da fluência tendo presente, para uma análise elástica linear, o modelo de análise do ‘módulo efectivo’, sendo:

$$n_L = n_o (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (4.2)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \psi_L \varphi_t)} \quad (4.3)$$

onde, n_o é a razão modular E_s/E_{cm} , que estabelece o princípio base da homogeneização dos materiais, para os carregamentos nos instantes iniciais; E_{cm} é o módulo de elasticidade do betão tangente na origem; φ_t é o coeficiente de fluência definido de acordo com as leis de previsão da EN1992-1-1 e do ACI209 e ψ_L é o factor que depende do tipo de acções, de acordo com o Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Factor ψ_L (EN1994-2)

Acções	ψ_L
Acções permanentes	1,10
Retracção	0,55
Pré-esforço por deformações impostas	1,50

A razão que leva à adopção dos multiplicadores apresentados é ilustrada na Figura 4.3, sendo a sua adequabilidade avaliada no estudo apresentado em seguida. Nesta figura é possível observar-se três curvas representativas da alteração das tensões de compressão no betão com o tempo, considerando-se a influência da fluência.

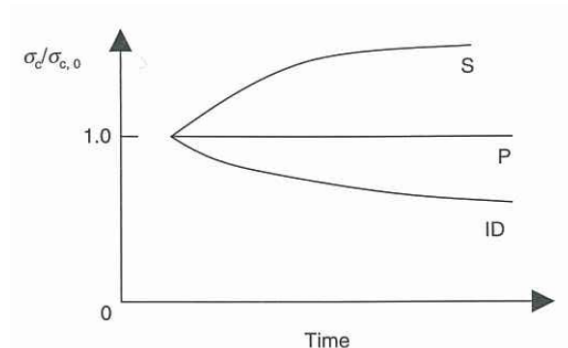


Fig.4.3 – Evolução das tensões de compressão para os três tipos de acções (Johnson, R.P. *et al* 2004).

A curva S representa a típica evolução das tensões no betão devida ao aumento da retracção com o tempo. O betão é mais susceptível à fluência nas idades mais jovens, como tal a fluência será menor em comparação à obtida para tensões uniformes, devidas às acções permanentes (curva P). O efeito das deformações impostas reduz-se significativamente com a fluência, nas primeiras idades do betão, verificando-se uma curva do tipo ID. Assim, o factor de correcção da fluência ψ_L tomará os valores apresentados no Quadro 4.1 para os três tipos de acções.

A norma britânica, BS 5400: Part 5, preconiza, igualmente, a adopção do método do “módulo efectivo”, no entanto, este é mais simplificado, descurando a utilização dos multiplicadores de fluência e permitindo a consideração dos efeitos da retracção através da adopção de uma razão modular que será aproximadamente o dobro da razão modular de homogeneização no instante inicial, n_o .

Com apoio no trabalho de Jonhson, R.P e Hanswille, G (1998) serão expostas as vantagens da adopção de cada um dos modelos e, consequentemente, a importância da admissão dos multiplicadores de fluência, tendo como base os efeitos hiperestáticos da fluência, os quais são referidos no ponto 5.4.2.2, cláusula (6), da EN 1994: 2005: “Em pontes, onde a distribuição dos momentos no instante t_o é significativamente alterada pelo efeito da fluência, i.e. de vigas contínuas composta por vãos mistos e não – mistos, os efeitos secundários devidos à fluência devem ser estimados.”

Assim, no estudo realizado por Jonhson, R.P e Hanswille, G (1998) considerou-se, numa primeira fase, uma viga contínua não uniforme constituída por dois vãos, de acordo com a Figura 4.4. O troço

AB refere-se a um elemento de aço com módulo de elasticidade E e inércia I_a , e o troço BC a um elemento misto com propriedades mecânicas calculadas pelo método da secção transformada, tendo-se em termos de unidades de aço uma secção com propriedades E e I_o , para o instante inicial. O carregamento W será aplicado no instante inicial, t_o , e mantido durante o período de vida da estrutura, até um instante final, t_f , no qual o coeficiente de fluência será φ_f .

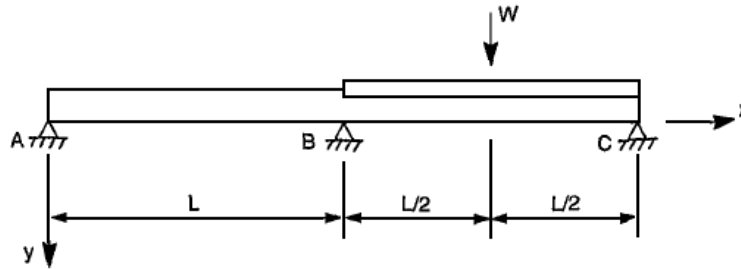


Fig.4.4 – Viga contínua não uniforme (Johnson, R.P., Hanswille, G 1998).

O objectivo do estudo, numa primeira fase, cifrou-se no cálculo dos momento flectores no apoio interno, B, para os instantes t_o e t_f , adoptando-se ambos os modelos Britânico e Europeu. Para tal, foi admitida uma rótula no ponto B, de forma a tornar o sistema estaticamente determinado, Figura 4.5, tendo-se as seguintes equações de compatibilidade:

$$\theta_{B,o} + \theta_1 M_B = 0 \quad (4.4)$$

$$m_d = m_r + m_1 M_B \quad (4.5)$$

onde, m_d representa o momento flector final distribuído, no ponto B, em qualquer instante.

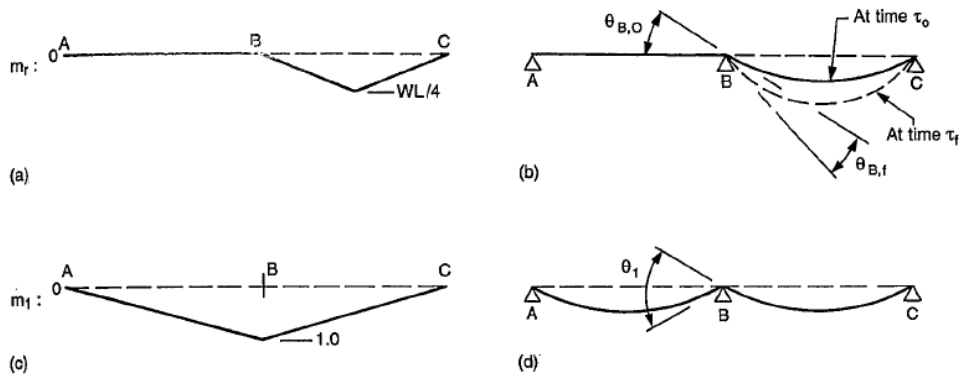


Fig.4.5 – Viga contínua não uniforme (Johnson, R.P., Hanswille, G 1998).

Desta forma, e partindo da teoria elástica convencional, tem-se para o instante inicial t_o :

$$M_{B,o} = -\frac{3WL}{16} \left(\frac{I_a}{I_a + I_o} \right) \quad (4.6)$$

Com referido anteriormente, as normas Britânica e Europeia adoptam diferentes abordagens na consideração dos efeitos da fluência, conduzindo assim a diferentes valores de $M_{B,f}$.

No Reino Unido é normalmente aceite um único módulo de elasticidade efectivo do betão que decresce de E_{cm} para $E_{cm} / (1 + \varphi)$, não sendo admitidos quaisquer multiplicadores de fluência, resultando desta forma:

$$M_{B,f} = -\frac{3WL}{16} \left(\frac{I_a}{I_a + I_f} \right) \quad (4.7)$$

em que, I_f representa a inércia corrigida da secção mista para $n_f = (1 + \varphi) n_o$.

Adicionalmente, o Eurocódigo 4, parte 2, considera a adopção de uma segunda razão modular, tendo-se:

$$n_h = (1 + 0,55\varphi)n_o \quad (4.8)$$

$$n_f = (1 + 1,1\varphi)n_o \quad (4.9)$$

A razão modular n_f é aplicada para acções constantes no tempo (permanentes), sendo o valor do multiplicador de 1,1, uma vez que a redistribuição das tensões devidas à fluência é influenciada pela rigidez à flexão do elemento de aço, a qual é superior à rigidez do elemento de betão armado. O factor 0,55, metade de 1,10, por sua vez, aplica-se quando ocorre o desenvolvimento de forças internas no tempo, devidas aos efeitos da retracção e aos efeitos hiperestáticos da fluência.

Mais uma vez, seguindo-se as equações de compatibilidade, tem-se:

$$\theta_{B,f} + \theta_{1,h} M_{B,h} = 0 \quad (4.10)$$

sendo, a rotação $\theta_{1,h}$ calculada usando o valor da inércia corrigida relativa a I_h , e o momento final de flexão distribuído dado por:

$$m_{d,f} = m_r + m_1 (M_{B,o} + M_{B,h}) \quad (4.11)$$

A diferença entre o método da EN1994-2 e o método britânico consiste no reconhecimento de que a parcela do momento de flexão distribuído $m_I M_{B,h}$ se desenvolve de forma gradual entre os instantes t_o e t_f , enquanto a parcela $m_r + m_I M_{B,o}$ é constante no tempo. A fluência é grosseiramente proporcional à área definida pela curva momento – tempo e, como tal, é inferior ao valor de $M_{B,h}$, se este fosse considerado como constante no tempo. Haensel demonstrou, através de uma análise detalhada, que o coeficiente de fluência para $m_I M_{B,h}$ é aproximadamente $\varphi/2$. Este facto explica a consideração do factor 0,55.

O momento de flexão final distribuído no ponto B segundo o método da EN1994-2, $M_{B,f,h}$ é assim dado por:

$$M_{B,f,h} = -\frac{2WL}{16} \left(\frac{I_a}{I_a + I_o} \right) \left[1 + \frac{I_h(I_o - I_f)}{I_f(I_a - I_h)} \right] \quad (4.12)$$

Desta forma, estabelecendo-se o rácio entre as expressões (4.12) e (4.7) e admitindo-se valores de $\varphi = 3,64$ e $n_o = 6$, concluiu-se, nesta primeira fase do estudo, que o momento hiperestático obtido pelo método do “módulo efectivo” preconizado pelo Eurocódigo será menos reduzido pelo efeito da fluência do que o valor obtido pelo método Britânico. Todavia, esta diferença é inferior a 2%, podendo dizer-se que ambos os métodos conduzem a resultados semelhantes para estas condições.

Numa segunda fase, o estudo realizado por Jonhson, R.P e Hanswille, G (1998) fundou-se na ponderação dos resultados obtidos para cada um dos modelos na análise dos efeitos do pré-esforço por deformações impostas no apoio interno B.

O recurso ao pré-esforço por aplicação de deformações impostas nos apoios, designado na língua anglo-saxónica por *prestress by jacking down at internal supports*, é largamente utilizado na Europa Ocidental com o propósito de reduzir ou eliminar as tensões de tracção longitudinais na laje de betão de pontes mistas, devendo-se ter em consideração os seus efeitos durante a adopção dos modelos de previsão dos efeitos da fluência.

Nesta fase, considerou-se como exemplo uma viga contínua mista em ambos os vãos, eliminando-se a acção da carga W e admitindo-se o efeito do pré-esforço, aplicado no instante inicial t_o através do abaixamento do apoio B a uma distância δ .

Desta forma, assumindo-se que critério do estado limite de descompressão do betão se aplica, por simplificação, às tensões longitudinais da secção do apoio B, calculadas em relação ao eixo neutro da laje de betão e definidas por σ_c , tem-se para esta posição:

$$\sigma_c = \frac{M}{W} \quad (4.13)$$

onde, W é o módulo de flexão da estrutura mista para a posição considerada, dado por nI/z , e z é a distância entre o centróide da secção homogeneizada e o centróide da laje de betão.

Assim, a razão entre as tensões finais e iniciais de compressão na laje de betão, seguindo-se o modelo britânico, é dada por:

$$\frac{\sigma_{c,f}}{\sigma_{c,o}} = \frac{M_{B,f} W_o}{M_{B,o} W_f} = \frac{n_o z_f}{n_f z_o} \quad (4.14)$$

O Eurocódigo 4 considera, mais uma vez, a adopção de uma nova razão modular, neste caso referente aos efeitos do pré-esforço por deformações impostas, sendo definida por:

$$n_{hj} = (1 + 1,5\phi)n_o \quad (4.15)$$

O valor 1,5 aplica-se nos casos em que o efeito de uma determinada acção é reduzido no tempo, i.e. do pré-esforço por deformações impostas, sendo o oposto do valor 0,55 que se apõe a situações em que o efeito de uma determinada acção aumenta com o tempo.

Com base no exposto, tem-se um segundo método de análise destes efeitos, o qual passa pela substituição da razão modular n_f na expressão (4.14) pela razão modular proposta, n_{hj} , tal que:

$$\frac{\sigma_{c,f}}{\sigma_{c,o}} = \frac{n_o z_{hj}}{n_{hj} z_o} \quad (4.16)$$

Um terceiro método de análise, mais rigoroso, passaria pela “libertação” do sistema hiperestático através da colocação de uma rótula no ponto B, considerando-se a perda do pré-esforço através da adopção da razão modular n_h e excluindo-se a adopção do multiplicador 1,5 definido pela EN1994, tendo-se desta forma:

$$\sigma_{c,f} = \frac{M_{B,o}}{W_f} + \frac{M_{B,h}}{W_h} \quad (4.17)$$

$$\frac{\sigma_{c,f}}{\sigma_{c,o}} = \frac{W_o}{W_f} - \frac{I_h(I_o - I_f) W_o}{I_o \cdot I_f W_h} \quad (4.18)$$

Uma análise comparativa entre os três métodos permite concluir que o terceiro é o mais rigoroso, o qual se funda em bases mais racionais que os restantes e adopta os multiplicadores de fluência de 0,55 e 1,1 extensivamente estudados e validados.

O segundo método, por seu turno, fornece resultados para a razão entre o pré-esforço final e inicial que, neste exemplo, rodam os 11% dos obtidos pelo método 3. Estes erros pouco conservativos surgem da consideração da constante 1,5.

Por último, o método simplificado, apresentado inicialmente, é consistentemente inseguro, relativamente ao estado limite de descompressão, conduzindo a valores que chegam a 33% dos obtidos pelo método 3.

A avaliação da influência de cada um dos métodos na simulação dos efeitos da retracção foi ainda realizada no estudo de Jonhson, R.P e Hanswille, G (1998), fornecendo os resultados apresentados na síntese seguinte.

Sintetizando os resultados obtidos neste estudo, conclui-se:

- Em vigas contínuas sujeitas a acções estáticas, com vãos mistos e não mistos, a adopção dos modelos de análise europeu e britânico conduzem a resultados favoráveis e semelhantes, podendo recomendar-se o segundo graças à sua maior simplicidade de cálculo;
- Em situações de pré-esforço resultante da aplicação de deformações impostas, o método britânico sobrestima os valores das tensões favoráveis de compressão e o multiplicador de fluência do EC4 introduz incerteza no cálculo, devendo adoptar-se o terceiro método de análise;
- Os efeitos da retracção do betão podem ser considerados com suficiente segurança recorrendo-se à razão modular referido pelo EC4, enquanto o método britânico subestima o valor das tensões (desfavoráveis) devidas à retracção.

Refira-se, a título de curiosidade, que o valor do multiplicador de fluência preconizado para a avaliação dos efeitos da retracção advém de um modelo algébrico de análise dos efeitos da fluência, definido como método da “tensão média”, que propunha um módulo de elasticidade do betão corrigido igual a $E_{cm} / (1 + 0,5\phi_t)$ e que, naturalmente, fornecia bons resultados na simulação dos efeitos da retracção.

A adopção do modelo apresentado pelo Eurocódigo 4 pressupõe, através da introdução dos diferentes multiplicadores de fluência, a realização de uma análise sequenciada do comportamento da estrutura ao longo de diferentes períodos temporais e o cálculo das propriedades da secção transversal transformada nas mesmas condições, tal como se refere a norma na cláusula (4) do item 7.1.

A ordem de grandeza dos valores em que n_o tende a variar poderá ser avaliada notando-se que o módulo de elasticidade secante do betão aos 28 dias, E_{cm} , sendo função da classe e densidade do betão, pode variar no betão normal entre 30GPa, para a classe C20/25, e 39GPa, para a classe C60/75. Como, no caso do aço, o módulo de elasticidade, E_a , é de 210 GPa, a razão modular nas primeiras idades deverá variar entre 7 e 5,3. No entanto, a introdução do efeito da fluência produz uma alteração significativa nestes valores, tal como se verá em seguida.

Considerando-se o efeito das diferentes fases de execução de uma ponte mista, apresenta-se no Quadro 4.2 a variação dos valores de n_L , determinados a partir da expressão (4.2) quando n_o igual a 6,16.

Quadro 4.2 – Variação dos valores de n_L com o tempo (Raoul, J. *et al* 2008).

Acções deferidas no tempo	
Peso próprio do betão	$n_{f1} = 15,49$
Pré-esforço	$n_{hj} = 18,90$
Equipamentos para pontes	$n_{f2} = 14,15$
Retracção	$n_h = 15,23$

Estes valores são referidos tendo como base o exemplo presente em Raoul, J. *et al* (2008). Neste foram admitidos quatro instantes distintos durante a fase de execução da ponte: o primeiro referente ao instante final da betonagem da laje; o segundo à aplicação do pré-esforço por deformações impostas; o terceiro à montagem dos restantes equipamentos da ponte (pavimento, barreiras de protecção, etc.); o quarto, e último, ao efeito da retracção ao longo do período de vida útil da ponte.

Considerando que a execução da ponte passará pela betonagem da laje em 16 fases (referente ao número de segmentos), com 3 dias de trabalho para cada segmento, são atingidos os 48 dias no final da betonagem de toda a laje.

Este pressuposto propõe a apresentação de um novo tópico presente na norma europeia. De uma forma geral, o instante inicial de carregamento t_o deverá ser assumido como o dia 1. Todavia, no caso das acções permanentes em pontes mistas betonadas em várias fases deverá adoptar-se um valor médio para o instante t_o (cláusula (3) do item 5.4.2.2), resultando para o exemplo apresentado num valor de 25.50 dias ($t_o = (48+45+\dots+3) / 16$ fases). É com base neste valor médio que se estima o valor do coeficiente de fluência para o instante final da betonagem, e consequentemente o valor de n_{f1} (onde $\psi_L = 1,10$).

A mesma cláusula, (3), refere que 14 dias são necessários antes de se introduzir a acção do pré-esforço por deformações impostas. Como tal, no segundo instante, t_o deverá referir-se aos 39,50 dias, obtendo-se assim n_{hj} (sendo $\psi_L = 1,50$).

No terceiro instante deverá considerar-se um t_o de 69,50 dias (admitindo-se 30 dias para a colocação dos equipamentos) e o ψ_L relativo às acções permanentes, enquanto, no quarto instante, t_o deverá tomar-se como 1, de acordo com a cláusula (4) da norma, e ψ_L como 0,55.

O método do “módulo efectivo” preconizado pelo EC4 e a adopção dos referidos multiplicadores de fluência surgem da simplificação do método do “módulo efectivo com idade ajustada”, mais preciso e realista, segundo Dezi, L *et al* (1996) e Amadio, C *et al* (1997).

É sabido, que a solução de problemas de viscosidade homogénea, na hipótese da linearidade da fluência, se baseia na presença do integral de Volterra na lei de tensão – extensão, tendo-se:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t, t_o) = \sigma_c(t_o) J(t, t_o) + \int_{t_o}^t J(t, \tau) d\sigma_c(\tau) + \varepsilon_n(t) \quad (4.19)$$

onde, $\varepsilon_c(t)$ é a extensão total no betão no instante t ; $\varepsilon_n(t)$ é a parcela da extensão independente da tensão (i.e. retracção); $\sigma_c(t)$ é o valor da tensão, que no instante t_o tem o valor de $\sigma_c(t_o)$ e no intervalo $[t_o, t]$ varia de forma arbitrária e $J(t, \tau)$ é a função compilação ou função de fluência.

Em particular, o método do “módulo efectivo com idade ajustada” baseia-se na transformação pela sobreposição do integral de Trost, que define: se $f(x)$ é uma função contínua num intervalo com valores reais $[a, b]$ e x_1 e x_2 são dois pontos do mesmo, então um ponto ξ existirá entre x_1 e x_2 pela relação:

$$\int_{x_1}^{x_2} f(x)dx = (x_2 - x_1)f(\xi) \quad (4.20)$$

Aplicando-se o referido princípio ao integral da expressão (4.19), ter-se-á:

$$\int_{t_o}^t J(t, \tau) d\sigma_c(\tau) = [\sigma_c(t) - \sigma_c(t_o)] \mu(t, t_o) J(t, t_o) \quad (4.21)$$

em que, $\mu(t, t_o)$ representa um coeficiente desconhecido, relacionado com a função $\sigma_c(t)$.

Por sua vez, introduzindo-se o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_o)$, de acordo com a expressão:

$$J(t, \tau) = \frac{\varepsilon_c(t, \tau)}{\sigma_c(\tau)} = [1 + \varphi(t, \tau)] \frac{1}{E_c(\tau)} \quad (4.22)$$

onde, $E_c(\tau)$ é o módulo de elasticidade do betão, se a extensão $\varepsilon_c(t) - \varepsilon_n(t)$, produzida pela tensão $\sigma_c(t)$, seguir a lei:

$$\varepsilon_c(t) - \varepsilon_n(t) = \varepsilon_o + \varepsilon_1 \varphi(t, t_o) \quad (4.23)$$

sendo, ε_o e ε_1 coeficientes arbitrários. O integral da expressão (4.19) é independente de $\sigma_c(t)$ e $\mu(t, t_o)$ poderá ser determinado à priori. Como tal, o cálculo de $\mu(t, t_o)$ é fácil de se realizar através da introdução da função relaxação $R(t, t_o)$, definida por Bazant, Z.P. (1972):

$$R(t, t_o) = \frac{1 - \Delta_o}{J(t, t_o)} - \frac{0,115}{J(t, t_o)} \left(\frac{J(t - \Delta, t_o)}{J(t, t_o + \Delta)} - 1 \right) \quad (4.24)$$

em que, Δ é dado por $(t - t_o)/2$ e Δ_o é aproximadamente igual a 0,008. Assim, tem-se:

$$\mu(t, t_o) = \frac{1}{1 - R(t, t_o) / E(t_o)} - \frac{1}{J(t, t_o) [E(t_o) - R(t, t_o)]} \quad (4.25)$$

A expressão (4.25) permite a determinação de μ , uma vez que $\varphi(t, t_o)$ é conhecido e $R(t, t_o)$ está determinado. Desta forma, para um determinado μ a equação (4.19) pode ser transformada na seguinte equação algébrica:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(t) - \varepsilon_n(t) &= \sigma_c(t_o) J(t, t_o) + [\sigma_c(t) - \sigma_c(t_o)] \mu(t, t_o) J(t, t_o) \\ &= \frac{\sigma_c(t)}{E_{c,adj}} + \sigma_c(t_o) \left(\frac{1}{E_{c,eff}} - \frac{1}{E_{c,adj}} \right) = \frac{\sigma_c(t)}{E_{c,adj}} + \bar{\varepsilon}(t) \end{aligned} \quad (4.26)$$

onde, $\bar{\varepsilon}(t)$ é a extensão imposta ligada aos efeitos viscosos no intervalo $[t_o, t]$, $E_{c,eff}$ é o já referido módulo de elasticidade efectivo do betão e $E_{c,adj}$ o módulo de elasticidade efectivo do betão com idade ajustada, expresso por:

$$E_{c,adj} = \frac{E_{cm}}{(1 + \chi(t, t_o) \varphi_t)} \quad (4.27)$$

em que, $\chi(t, t_o)$ é o coeficiente de idade.

Assim, a aproximação $\chi(t, t_o) = 1,0$ admite o cálculo do integral de sobreposição, expresso por (4.20), baseado numa regra quadrangular de um único passo de tempo, simulando-se, de acordo com o valor do multiplicador preconizado pelo EC4, o efeito da carga permanente. Por sua vez, para $\chi(t, t_o) = 0,5$ a mesma expressão é calculada pela aplicação de uma lei trapezoidal de um único passo de tempo, considerando a variação das acções internas e adequando-se assim aos efeitos da acção da retracção.

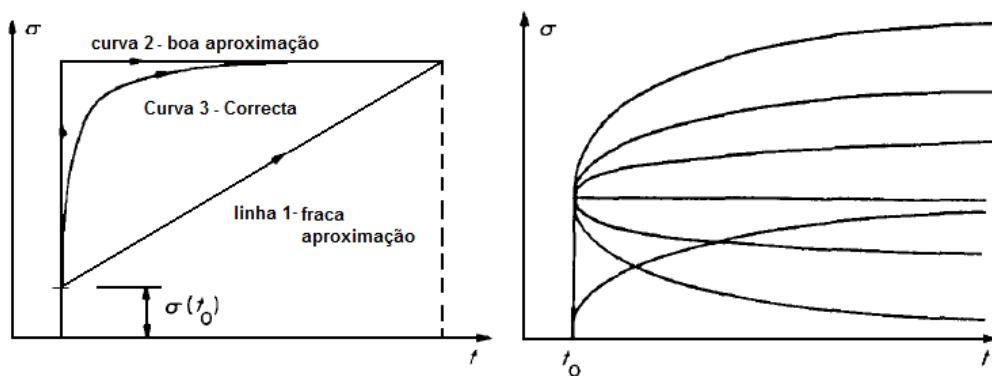


Fig.4.6 – Simplificações da história de tensões: “método da tensão média” (linha 1, $\chi=0,5$); “método do módulo efectivo clássico” (Curva 2, $\chi=1$); “método do módulo efectivo com idade ajustada” (Curva 3, esquerda) e história de tensões para as quais o último fornece valores exactos (direita) (Bazant, ZP 1988).

Outros valores de χ são referidos em bibliografia específica. Kwak, H.G. *et al* (2000) apresentam no seu trabalho um estudo comparativo entre o comportamento analítico de uma viga contínua definida por dois vãos (B1 e B2) e os valores obtidos pela via experimental, adoptando-se dois valores de χ (1,0 e 0,82), Figura 4.7.

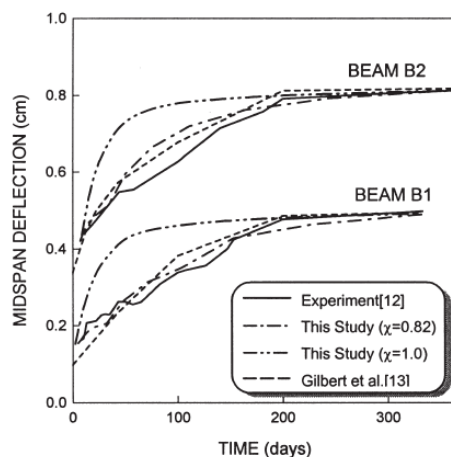


Fig.4.7 – Confrontação de diferentes valores de χ (Kwak, H.G. *et al* 2000).

Observou-se, desta forma, que um coeficiente de maturidade unitário sobrestima o valor das deformações nas idades iniciais, propondo-se um valor de 0,82 para a generalidade dos casos práticos, quando o coeficiente de fluência se encontra entre 1,5 e 3,0 e para um instante inicial de carregamento t_o superior a 5 dias.

Este valor surge em concordância com o sugerido pelo manual RPM-RPX/95, referindo a utilização de um valor de $\chi = 0,8$ nos casos mais habituais, onde a carga é produzida nos primeiros 10 a 20 dias depois da betonagem. Para outras idades, o valor χ será dado pela expressão:

$$\chi(t, t_o) = \frac{\sqrt{t_o}}{1 + \sqrt{t_o}} \quad (4.28)$$

No caso em que a introdução das tensões ocorre lentamente, por exemplo ao mesmo ritmo que a fluência, a RPM-RPX/95 refere um valor de $\chi = 0,6$. Este caso poderá ocorrer, por exemplo, na análise das consequências dos assentamentos diferenciais, que se produzem em períodos dilatados no tempo.

Os modelos apresentados anteriormente referem-se a métodos algébricos de análise da fluência, resultando da necessidade de se estabelecer, pelos códigos normativos, soluções expeditas para o cálculo de estruturas genéricas, mais simples, nomeadamente, nos casos em que a secção transversal varia gradualmente ao longo do eixo axial da viga ou quando os carregamentos e os processos construtivos são elementares.

Nestes casos, a análise da fluência e a resolução do sistema de equações (4.1) são realizados através da substituição dos integrais de aproximação por fórmulas com simples quantidades algébricas. A

discretização no domínio do tempo define-se assim num único passo, procedendo-se a uma *one-step analysis*. Naturalmente, estes métodos possuem níveis de precisão mais reduzidos, associados ao grau de refinamento das fórmulas de quadratura adoptadas.

No entanto e em conclusão, a análise viscoelástica simplificada de estruturas mistas de aço – betão, mesmo no caso de ligações parciais, poderá ser adoptada. A validade do princípio da sobreposição dos efeitos no tempo torna possível a realização de uma análise individual da estrutura para cada tipo de acção (cargas permanentes, retracção ou deformações impostas), sobrepondo-se no final os resultados relativos de cada uma.

4.2.2. MÉTODOS DE ANÁLISE NUMÉRICA

O sistema de equações de equilíbrio e compatibilidade (4.1), apresentado por Dezi, L *et al* (1998 e 1996), constitui um sistema do tipo integral – diferencial. Como já exposto, este poderá ser resolvido simplificando a equação geral da fluência através do recurso a métodos algébricos, no entanto a sua aplicabilidade estará limitada a soluções estruturais e processos construtivos mais elementares, prescindindo-se igualmente que algum nível de precisão.

Quando os métodos algébricos não são adoptados torna-se praticamente impossível resolver o sistema através de um número limitado de termos. Assim, a adopção do integral geral da fluência pressupõe a realização de uma integração numérica com duas discretizações: a primeira, no domínio do tempo, que permite a resolução do sistema de equações através de uma *step-by-step analysis*, reduzindo o sistema a uma série de problemas diferenciais simplificados; e a segunda, ao longo do eixo axial da viga, que é adoptada de forma a resolver estes problemas diferenciais através do método das diferenças finitas.

A *step-by-step analysis* ou análise discretizada no tempo poderá basear-se, tal como apresentado para o caso do “método do módulo efectivo com idade ajustada”, no princípio da sobreposição. No entanto, anteriormente este referira-se a uma análise com um único passo de tempo, enquanto, neste caso, serão considerados vários incrementos de tempo, decompondo-se de forma mais aproximada a história de tensões na estrutura.

O princípio da sobreposição, que é equivalente à hipótese da linearidade que traduz a história de tensões – extensões, define que a resposta para a soma de duas histórias de tensões ou extensões é igual à soma das respostas de cada uma, realizada separadamente.

De acordo com este princípio, a extensão devida a uma história de tensões $\sigma_c(t)$ poderá obter-se pela decomposição dessa história em pequenos incrementos $d\sigma_c(\tau)$, aplicados a instantes τ , e somando-se as extensões correspondentes a esses incrementos (Figura 4.8), de acordo com a equação (4.19).

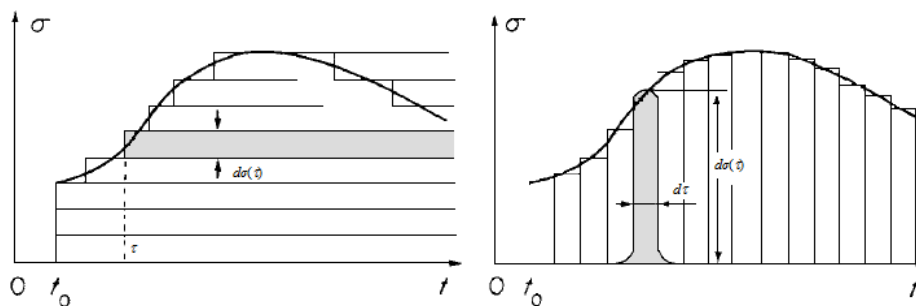


Fig.4.8 – Decomposição da história de tensões em incrementos de tensão (esquerda) ou impulsos de tensão (direita) (Bazant, ZP 1988).

A equação (4.19) é uma relação constitutiva uniaxial, definido o betão como um material que segue uma lei viscoelástica com maturação. O integral nesta equação deve ser entendido como um integral de Stieltjes para histórias de tensão contínuas e descontínuas. Quando $\sigma_c(t)$ se refere a uma história de tensão contínua deverá igualar-se $d\sigma_c(\tau)$ a $[d\sigma_c(\tau)/d\tau]d\tau$, o que define um integral de Riemann. Assim, para cada incremento $\Delta\sigma_c(t_j)$ num instante t_j ao termo $J(t, t_j) \Delta\sigma_c(t_j)$, que refere o integral de Stieltjes, deverá adicionar-se o integral de Riemann. O princípio da sobreposição foi proposto por Boltzmann, em 1876, para materiais que não admitem o efeito da idade e por Volterra, em 1913, para matérias que consideram o efeito da idade.

Substituindo $d\sigma_c(\tau)$ por $[d\sigma_c(\tau)/d\tau]d\tau$ e integrando por partes, poderá transformar-se a expressão (4.19) na forma equivalente seguinte:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \int_0^t L(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau + \varepsilon_n(t) \quad (4.29)$$

em que, $L(t, \tau) = -\partial J(t, \tau) / \partial \tau$. Geometricamente, esta expressão significa que a história de tensões é decomposta em faixas verticais consideradas como uma função impulso de tensão (Função de Dirac), de acordo com a Figura 4.9. Assim, $L(t, \tau)$ representa a extensão no instante de tempo t devida a um impulso de tensão unitário no instante τ , sendo designada por função de memória do impulso de tensão.

O princípio da sobreposição permite estender as expressões anteriores a uma generalização multiaxial, em virtude do facto do material ser essencialmente isotrópico, assim as expressões (4.19) e (4.29) serão generalizadas como:

$$\varepsilon(t) = \int_0^t B J(t, \tau) d\sigma(\tau) + \varepsilon_n(t) \quad (4.30)$$

$$\varepsilon(t) = B \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \int_0^t B L(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau + \varepsilon_n(t) \quad (4.31)$$

onde, $\sigma = (\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{31})^T$, $\varepsilon = (\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \varepsilon_{12}, \varepsilon_{23}, \varepsilon_{31})^T$, $\varepsilon^o = (\varepsilon^o, \varepsilon^o, \varepsilon^o, 0, 0, 0)^T$ e

$$B = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1+\nu & 0 & 0 \\ & & & & 1+\nu & 0 \\ & & & & & 1+\nu \end{bmatrix} \quad (4.32)$$

sendo σ e ε as componentes dos tensores de tensão e extensão, respectivamente, em coordenadas cartesianas x_i ($i = 1, 2, 3$) e ν o coeficiente de Poisson generalizado para o comportamento viscoelástico.

O princípio da sobreposição poderá ser expresso de forma equivalente em termos de função relaxação, $R(t, \tau)$, a qual é caracterizada por um aumento crescente da tensão no betão ao longo do tempo sob uma deformação constante, tendo-se assim:

$$\sigma(t) = \int_0^t B^{-1} R(t, \tau) [d\varepsilon(\tau) - d\varepsilon_n(\tau)] \quad (4.33)$$

Este princípio fornece valores com bom grau de precisão, se se mantiverem as seguintes condições:

- As tensões deverão manter-se no limite das tensões de serviço, inferior a 0,4 da tensão resistência máxima;
- O descarregamento (i.e. extensões com magnitudes decrescentes) não se verifica, apesar das tensões diminuírem por relaxação;
- Não haverá uma alteração significativa na distribuição do material durante a fluência;
- Não ocorrerá um aumento significativo e repentino das tensões após o carregamento inicial.

Na prática, o princípio da sobreposição é normalmente usado mesmo quando a segunda e quarta condições são violadas, privando-se naturalmente de alguma precisão. Deverá notar-se que a propriedade da proporcionalidade da fluência sob tensão constante apresenta uma aplicabilidade mais ampla que o princípio da sobreposição e que a adopção de uma simples generalização não linear do princípio da sobreposição torna a sua aplicabilidade ainda mais vasta.

A análise numérica de grandes sistemas estruturais poderá ser grandemente facilitada se as equações constitutivas do tipo integral forem convertidas numa forma do tipo diferencial, introduzindo-se assim um segundo método de resolução numérica da *step-by-step analysis*. Este baseia-se na conversão do integral de fluência da expressão (4.19) em sistemas ordinários de equações diferenciais de primeira ou segunda ordem no tempo.

A deformação $\varepsilon_c(t)$ definida pela equação constitutiva uniaxial genérica (4.19), pode então ser determinada numericamente, considerando, para tal, a divisão do período de tempo de análise em sub-intervalos de tempo, de tensão constante, e integrando, passo a passo, a história de tensão resultante do tipo de aproximação adoptado (Póvoas, R. H. 1991).

Para a aproximação de primeira ordem (regra do rectângulo), Figura 4.9, o integral contido na equação constitutiva uniaxial é então substituído por um somatório, obtendo-se:

$$\varepsilon_c(t) = \sum_{i=1}^n J(t, t_i) \Delta\sigma(t_i) \quad (4.34)$$

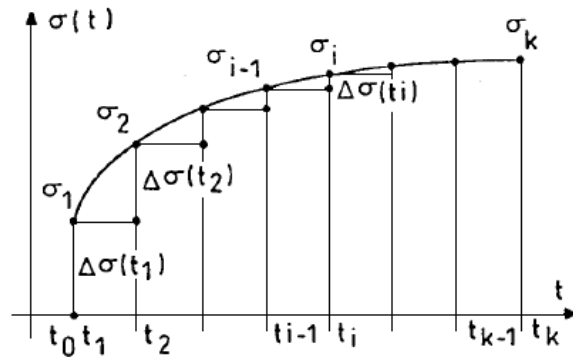


Fig.4.9 – Representação gráfica da aproximação de primeira ordem para a integração numérica da função de fluência (Póvoas, R.H. 1991).

A consideração de uma aproximação de segunda ordem conduz, naturalmente, a uma melhor aproximação (o que permite a utilização de um menor número de incrementos de tempo), resultando, neste caso, na fórmula de recorrência seguinte:

$$\varepsilon_c(t) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} [J(t, t_i) + J(t, t_{i-1})] \Delta\sigma(t_i) \quad (4.35)$$

Este método de aproximação será apresentado mais à frente neste trabalho, sendo caracterizado por uma aproximação da relação tensão – extensão, num intervalo de tempo, a um incremento baseado numa relação quase – elástica (regra do trapézio).

Qualquer uma das soluções apresentadas implica necessariamente o armazenamento de toda a história de tensões, para além de impor a realização de somatórios progressivamente crescentes, com o avanço da análise no domínio do tempo. Nestas circunstâncias, a adopção do procedimento numérico referido constitui uma solução extremamente penalizante, dadas as enormes exigências, quer em capacidade de memória, quer em tempos de execução.

Um método simples e eficaz de ultrapassar esta dificuldade passa pela conversão dos integrais de fluência e relaxação. Esta conversão é possível se as funções $J(t, \tau)$ e $R(t, \tau)$ possuírem uma forma degenerativa, ou seja, se consistirem na soma dos produtos de funções com variáveis individuais t e t_i , tendo-se assim:

$$J(t, t_i) = \sum_{i=1}^n a_i(t_i) \left[1 - e^{-\lambda_i(t-t_i)} \right] \quad (4.36)$$

$$R(t, t_i) = \sum_{i=1}^n E_i(t_i) e^{-\lambda_i(t-t_i)} \quad (4.37)$$

onde, λ_i é designado por tempos de retardação, no caso de (4.36), ou tempos de relaxação, no caso de (4.37), de acordo com Bazant, Z.P. (1972), sendo definido por $\eta_i / E_i(t_i)$; $a_i(t_i)$ é o coeficiente, igual $1/E_i(t_i)$, que depende das condições de maturação e temperatura, podendo ser definido de acordo com

as leis de maturação apresentadas no capítulo 2, e t_i refere-se ao instante de tempo anteriormente designado por τ .

A expansão nas equações (4.36) e (4.37) representa séries exponenciais reais, designadas por séries de Dirichlet. Esta é normalmente realizada de forma a incluir nos primeiros termos a parte instantânea (elástica) do material, que será atingida através da escolha de instantes de tempo iniciais λ_i , para $i = 1$, extremamente pequenos (i.e. $\lambda_i = 10^{-9}$ dias).

Com efeito, a escolha de λ_i não deverá ser arbitrária, mas sim deverá apoiar-se na satisfação de determinadas condições, tais como:

- Os valores de λ_i não deverão ser espaçados de forma muito distante numa escala $\log(t, \tau)$;
- Estes deverão cobrir a totalidade do intervalo de tempo de interesse, em particular, menores valores de λ_i deverão ser tais que $\lambda_2 \leq 3 \lambda_{min}$ e maiores valores deverão ser tais que $\lambda_N \geq 0,5 \lambda_{max}$, sendo λ_{min} e λ_{max} o menor e maior, respectivamente, atraso de tempo após a aplicação de uma carga instantânea, para a qual a resposta será avaliada;
- O menor valor de λ_i deverá ser suficientemente mais pequeno que t_o , idade referente ao início do carregamento, tal que $\lambda_2 \leq 0,1 t_o$, caso contrário o efeito irreversível da maturidade do betão nas primeiras idade será negligenciado no cálculo.

Os termos individuais da expansão de Dirichlet são curvas exponenciais cuja forma se encontra representada na Figura 4.10 (a). Cada termo refere-se a um incremento de tempo que não se estende por mais de uma década numa escala logarítmica, podendo assim adoptar-se, de acordo com o trabalho de Marí, A. *et al* (2002), $\lambda_i = 10^{-i}$. O ajuste das curvas de fluência (Figura 4.10 (b)) e relaxação é realizado com base no método dos mínimos quadrados. As rigidezes iniciais $E_i(t_i)$ e os tempos de retardação e relaxação são determinados iterativamente minimizando a soma das diferenças quadráticas entre uma dada curva f e uma curva de aproximação f^* para n idades de discretização da amostra, sendo o erro igual a $\sum_{i=1}^n (f_i - f_i^*)^2$.

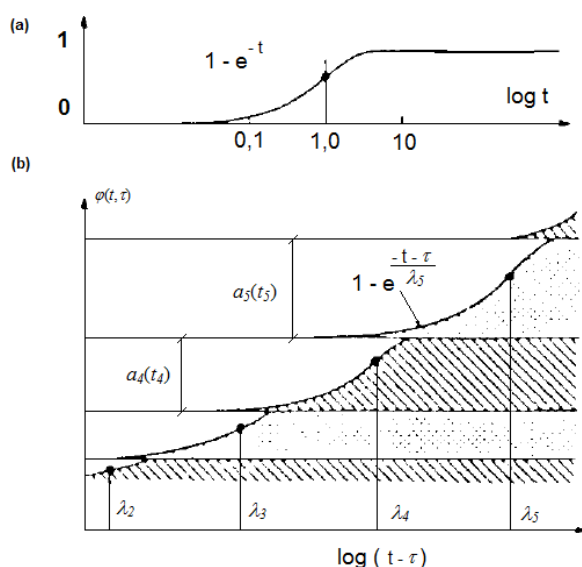


Fig.4.10 – Aproximação da função de fluência pela soma de exponenciais: (a) Curva de um único exponencial; (b) Decomposição da curva de compilação (Bazant, ZP 1988).

Note-se que as séries de expansão de Dirichlet devem ser entendidas apenas como uma aproximação da função de compilação, definida por (4.19), motivadas por conveniência computacional, e não como uma lei fundamental.

Pode ainda demonstrar-se (Bazant, Z.P. 1998) que o desenvolvimento em série representado pela equação (4.36) é equivalente a uma associação em série de modelos Kelvin com propriedades dependentes, Figura 4.11 (a).

Da mesma forma, a aproximação através de um desenvolvimento em série de Dirichlet de uma função relaxação, equação (4.37), é equivalente a uma associação em paralelo de modelos de Maxwell, onde o módulo de Young e o coeficiente de viscosidade das respectivas unidades são dependentes da idade, Figura 4.11 (b).

Com base nestas premissas, o incremento da extensão por fluência num intervalo de tempo, devido à história de tensões total, é obtido por expressões recorrentes que apenas necessitam de uma série de variáveis resultantes do passo de tempo anterior, evitando a necessidade de se armazenar a história de tensões - extensões para todas as fibras. Este facto permite a análise, por meio de computadores pessoais, de estruturas reais, obtendo-se as tensões e extensões para cada fibra nos pontos de integração de cada elemento, ao longo do processo construtivo e do período de vida útil da estrutura (Marí, A. *et al*, 2002).

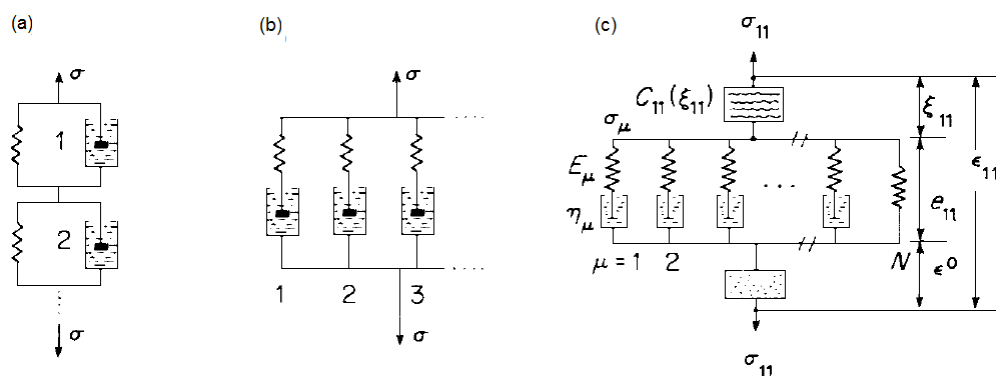


Fig.4.11 – (a) Modelo Cadeias de Kelvin; (b) Modelo Cadeias de Maxwell; (c) Modelo Cadeias de Maxwell admitindo um elemento fendilhado no topo e um elemento de retracção na base (Bazant, Z.P. 1988).

O último e mais eficaz método de abordagem da análise numérica da fluência passa pela aproximação da relação tensão – extensão, num intervalo de tempo, a um incremento baseado numa relação quase – elástica e de seguida resolver o problema estrutural da fluência como se tratasse de uma sequência de problemas elásticos. Este procedimento poderá ser realizado, quer seguindo formulações do tipo integral, quer seguindo formulações do tipo diferencial.

Considere-se a subdivisão do tempo t em tempos discretos t_i , tal que $i = 0, 1, 2, \dots$, através de incrementos $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$, sendo t_0 coincidente com o instante inicial do carregamento. No caso de ocorrer uma alteração abrupta no carregamento em qualquer instante de tempo t_j , será conveniente adoptar um incremento de tempo com duração nula, i.e. $t_{j+1} = t_j$. Para um carregamento constante, as tensões e extensões variam numa razão que decresce, de forma grosseira, como o inverso do tempo, e por esta razão é vantajoso recorrer-se a incrementos de Δt_i crescentes, devendo ser seleccionados de modo a manterem-se constantes numa escala $\log(t, \tau)$. No caso do algoritmo de segunda ordem de

Bazant, descrito em seguida pelas equações (4.38) e (4.39), três a quatro incrementos por década são normalmente suficientes.

Seguindo-se uma regra trapezoidal, cujo erro é proporcional a Δt^2 , poderá aproximar-se a equação (4.30), tendo-se:

$$\varepsilon_i = \sum_{j=1}^i B J_{i,j-1/2} \Delta \sigma_j + \varepsilon_i^n \quad (4.38)$$

onde, $j - 1/2$ se refere ao meio do incremento Δ_j . Escrevendo a equação (4.35) igualmente para ε_{i-1} e subtraindo a última pela sua forma original (4.35), obtém-se o seguinte incremento quase – elástico:

$$\Delta \varepsilon_i = \frac{1}{E''} B \Delta \sigma_i + \Delta \varepsilon'' \quad \text{ou} \quad \Delta \sigma_i = E'' B^{-1} (\Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon'') \quad (4.39)$$

em que, $E'' = 1 / \varphi_{i,i-1/2}$, o qual pode interpretar-se como o módulo elástico incremental e $\Delta \varepsilon''$ como a coluna da matriz das extensões incrementais inelásticas, definida por:

$$\Delta \varepsilon'' = \sum_{j=1}^{i-1} B (J_{i,j-1/2} - J_{i-1,j-1/2}) \Delta \sigma_j + \Delta \varepsilon_i^n \quad (4.40)$$

Quando grandes incrementos de tempo são utilizados a precisão do algoritmo de segunda ordem apresentado pode ser melhorada, através da aplicação no último incremento de tempo do módulo efectivo $E_{eff} = 1/\varphi_{i,i-1}$. O somatório na equação (4.36) é assim substituído por:

$$\varepsilon_i = B \left(\sum_{j=1}^{i-1} J_{i,j-1/2} \Delta \sigma_j + J_{i,i-1} \Delta \sigma_i \right) + \varepsilon_i^n \quad (4.41)$$

Alguns algoritmos baseados em incrementos quase – elástico que seguiam uma lei rectangular foram igualmente utilizados na avaliação do integral da história de tensões, no entanto estes não são significativamente mais simples e o seu erro, sendo de primeira ordem, e não de segunda, é significativamente superior.

Os incrementos quase – elásticos da relação de tensão – extensão, baseados no integral da história de tensões, têm a desvantagem de para cada elemento finito, um ter que armazenar todos os valores de todas as componentes de tensões e para cada passo de tempo, e um ter que avaliar grandes somas para todos esses valores. Para tal, é necessária uma grande capacidade de armazenamento e grandes períodos de tempo de processamento computacional, sendo, por esta razão, mais eficiente basear os incrementos quase – elásticos em formulações do tipo diferencial.

4.3. EFEITOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS DA RETRACÇÃO

O desenvolvimento das extensões por retracção numa laje de betão é equivalente, como referido no ponto 3.3.2 do Capítulo 3 deste trabalho, a um abaixamento lento e uniforme da temperatura, dado por $\varepsilon_{cs} / \alpha_c$, sendo ε_{cs} a extensão total de retracção calculada pela expressão (3.9) e α_c o coeficiente de expansão térmica do betão. Como tal, as extensões por retracção podem ser calculadas seguindo os mesmos métodos usados no cálculo dos efeitos da temperatura, a única diferença reside na redução do módulo de elasticidade que simula o efeito da fluência.

Desta forma, far-se-á uma breve exposição dos efeitos da temperatura no comportamento dos elementos mistos de aço – betão, a fim de os extrapolar para o caso da retracção.

Os efeitos da temperatura estão baseados nos conceitos de diferença de temperatura e variação da temperatura. O primeiro conceito define-se pela distribuição não uniforme da temperatura ao longo do tabuleiro de uma ponte mista. A espessura da laje de betão é normalmente constante ao longo do seus comprimentos longitudinal e transversal, tal como a forma da secção dos elementos em aço. Na prática, admite-se que a distribuição da temperatura ocorre apenas ao longo da secção transversal tipo da ponte em estudo, considerando-se as diferenças de temperatura como o gradiente que produz uma distribuição uniforme na mesma, Figura 4.12.

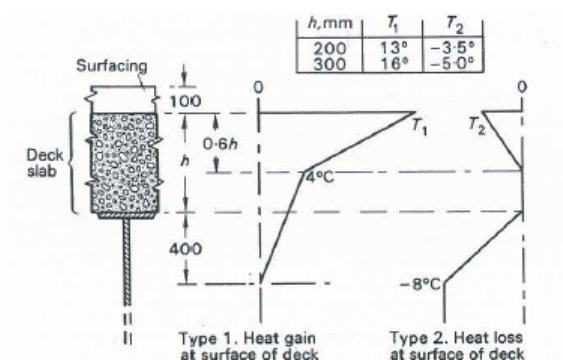


Fig.4.12 – Distribuição da temperatura ao longo da secção transversal de uma viga mista (Johnson, R.P. 1979).

Distribuições do tipo 1, Figura 4.12, representam o aquecimento da superfície da laje por efeito da exposição solar, considerando-se a permanência do aço à sombra. Contrariamente, distribuições do tipo 2 referem-se a situações de queda da temperatura ambiente (as placas de aço arrefecem mais rapidamente do que a laje de betão).

Uma vez que se admite, por simplificação, que cada uma das distribuições de temperatura é imposta ao longo de toda a estrutura, estas são referidas como as temperaturas efectivas da ponte, designando-se as suas alterações por variações de temperatura.

Assim, introduz-se o segundo conceito. Este acarreta alterações no comprimento dos elementos estruturais, que conduzem a tensões longitudinais em qualquer elemento que não se encontre livre para expandir ou contrair.

Uma clara distinção pode ser estabelecida entre os efeitos das diferenças de temperatura e das variações de temperatura. De uma forma geral, os primeiros causam a alteração da curvatura de flexão e os segundos a alteração do comprimento e da curvatura quando os coeficientes de expansão térmica

diferem entre os materiais. No entanto, apesar da maioria dos tabuleiros de pontes mistas serem desenhados para permitir a livre expansão longitudinal, as alterações de curvatura são restringidas nas soluções de tabuleiros contínuos. Assim, definem-se dois tipos de esforços: os esforços primários, que ocorrem em todos os elementos onde existe diferenças de temperatura; e os esforços secundários, que resultam da alteração das reacções externas em tabuleiros contínuos.

De forma análoga, a retracção deverá ser tida em conta considerando-se os efeitos primários, nos elementos simplesmente apoiados e contínuos, e os secundários, apenas nos elementos contínuos.

As vigas mistas, definidas por uma solução de laje de betão sobre o perfil de aço, tendem a flectir quando sujeitas ao efeito da retracção. Este comportamento representa o efeito primário da mesma, o qual é praticamente anulado quando ocorre a fendilhação do betão.

Em vigas contínuas a curvatura primária é incompatível com o nível dos apoios. Ocorre assim a alteração dos valores das reacções nos mesmos, tendendo a aumentar nos apoios internos e a diminuir nos apoios externos. Os momentos e as forças de corte que se desenvolvem nestes casos definem o efeito secundário da retracção.

Ambos os efeitos primários e secundários da retracção e temperatura são diminuídos pelo comportamento inelástico da estrutura, sendo improvável que estes influenciem o estado último de elementos compactos (Classes 1 e 2, Figura 4.13), não devendo fazer parte da análise plástica dos mesmos. Como tal, a análise aos efeitos da retracção e temperatura em elementos compactos é apenas realizada nos estados limites de serviço. Este facto é referido na cláusula (7), do ponto 5.4.2.2 do Eurocódigo 4, permitindo que ambos os efeitos sejam negligenciados no cálculo dos estados limite últimos de vigas mistas nas Classes 1 e 2, no caso da sua resistência não ser reduzida pelo empenamento lateral por torção.



Fig.4.13 – Modelo de análise global de pontes mistas (Raoul, J. *et al* 2008).

No caso dos elementos esbeltos, contrariamente, os efeitos da retracção e temperatura deverão ser tidos em conta quer nos estados limite de serviço, quer nos estados limite últimos. Esta consideração está naturalmente correcta no caso de elementos notavelmente esbeltos, onde as tensões de empenamento são inferiores às tensões resistentes do aço (classes 4), procedendo-se desta forma a uma análise elástica que admite a ocorrência de empenamento local. Nos elementos de menor esbelteza (classe 3), onde as tensões de empenamento são superiores às resistentes, a consideração dos efeitos da retracção e temperatura nos estados limites últimos é conservativa, não sendo feita qualquer referência à redução destes efeitos devido ao comportamento inelástico do material.

Em concordância com o exposto acima, a norma específica (EN 1994-2:2005) refere no ponto 5.5.1, cláusula (4), à adopção da distribuição de tensões elásticas nas Classes 3 e 4, tendo em conta os efeitos da construção faseada e da fluência e retracção.

A inclusão dos efeitos da retracção e temperatura nos estados limite últimos tem a desvantagem de conduzir a níveis de tensões que governam sempre em relação às tensões de serviço em elementos esbeltos, devendo referir-se a segunda análise apenas ao controlo da fendilhação e das deformações.

Finalmente, o facto da curvatura primária se reduzir com a fendilhação do betão é igualmente tido em conta pela norma específica, sendo permitido, de acordo com a cláusula (8), negligenciar a curvatura primária nas regiões fendilhadas da laje de betão no cálculo dos efeitos secundários (Figuras 4.14 e 4.15).

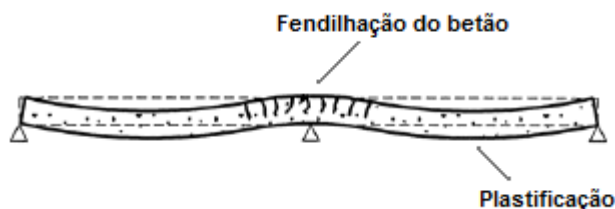


Fig.4.14 – Regiões de plastificação do elemento de aço e de fendilhação da laje de betão (Raoul, J. *et al* 2008).

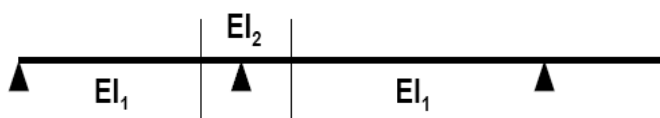


Fig.4.15 – Consideração da fendilhação do betão na análise global de pontes mistas (Raoul, J. *et al* 2008).

Deverá notar-se que para fins de cálculo, e seguindo o ponto 5.4.2.3 da EN 1994-2:2005, serão consideradas duas regiões distintas no modelo de análise global: a primeira, referente às secções de meio – vão, que admite o comportamento em pleno da laje de betão, definindo-se uma rigidez de inércia não - fendilhada EI_1 ; e a segunda, referente à secção do apoio interno, que assume o efeito da fendilhação do betão, negligenciando a sua resistência e definindo uma rigidez de inércia fendilhada EI_2 .

A Figura 4.16 apresenta um quadro resumo dos efeitos da retracção na análise global de pontes mistas.

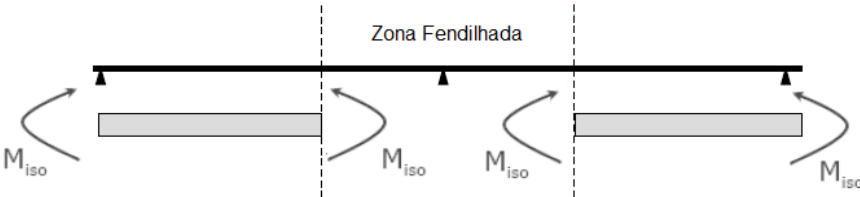
			
Combinações ELS	Efeitos primários e secundários	Efeitos secundários	Efeitos primários e secundários
Combinações ELU	Efeitos secundários se Classe 1	Efeitos secundários	Efeitos secundários se Classe 1

Fig.4.16 – Quadro resumo dos efeitos da retracção na análise global de pontes mistas (Raoul, J. *et al* 2008).

4.3.1. EFEITOS PRIMÁRIOS DA RETRACÇÃO

De forma a ilustrar os pressupostos que são normalmente estabelecidos no cálculo dos efeitos primários da fluência, Jonhson R.P (1979) alvitra o exemplo de uma viga mista simplesmente apoiada, cuja laje é betonada em fases e cujo comportamento é assumido como simplificado.

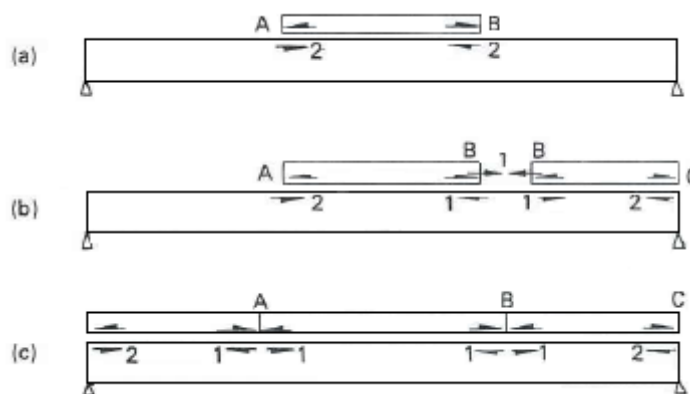


Fig.4.17 – Forças de retracção na laje de betão do tabuleiro (Johnson, R.P. 1979).

Supondo-se que a secção de meio vão AB é betonada inicialmente verifica-se que a retracção na mesma gera duas unidades de esforço de corte, que são transferidas ao longo do interface para cada um dos extremos, de acordo com a Figura 4.17 (a). Em seguida, admitindo-se a betonagem da secção BC, observa-se que no ponto B a retracção será restringida, metade pela armadura de reforço da secção AB e outra metade pelo perfil de aço, resultando no equilíbrio de esforços de corte presente na Figura 4.17 (b). O processo de betonagem continuaria, ao longo de n fases, redundando em duas unidades de esforços de corte no interface de ambos os extremos do perfil de aço e num par de esforços unitários, que se anulam, em cada nó interior.

Esta simplificação poderá igualmente extrapolar-se para o caso de vigas contínuas. A continuidade da armadura de reforço e a flexibilidade dos conectores asseguram, que apenas uma pequena parcela das tensões de retracção é transferida para o elemento de aço, quando ocorre a fendilhação do betão. Este par de forças auto-equilibrado será ainda reduzido pela componente inelástica e pelo escorregamento entre os materiais.

Conclui-se, que as tensões de corte devidas aos efeitos primários da retracção e temperatura podem ser consideradas como forças concentradas próximas dos apoios de vigas contínuas ou simplesmente apoiadas, que geram a flexão do elemento misto, sendo independentes da sequência de betonagem adoptada.

A Figura 4.18 representa, desta forma, o efeito primário da retracção numa viga mista. A laje de betão admite, inicialmente, o desenvolvimento de uma extensão por retracção livre, desconsiderando a interacção no interface entre o betão e o aço (a). Uma força de tracção N_{sh} auto-equilibrada é depois instalada na laje de betão de forma a restaurar o seu comprimento original e admitir a interacção entre ambos os materiais, sendo o seu valor expresso por:

$$N_{sh} = A_c E_{c,eff} \varepsilon_{cs}(t, t_o) \quad (4.42)$$

onde, $E_{c,eff}$ é o módulo de elasticidade efectivo da secção homogeneizada, que tem em conta os efeitos da fluência, tal como foi apresentado anteriormente; $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ é a deformação devida à retracção, definida pelas leis de previsão (ver ponto 3.3); e A_c é a área efectiva da laje de betão.

Assumindo-se que as tensões se encontram no limite elástico, o estado de tensões na laje de betão equivalente à força de bloqueio é uniforme e igual a:

$$\sigma_c^0 = \frac{N_{sh}}{A_c} \quad (4.43)$$

ao contrário do perfil de aço estrutural em que o estado de tensão é nulo ($\sigma_s = 0$).

Nesta fase é considerado o efeito da conexão entre o perfil de aço e a laje de betão, prevenindo-se o deslizamento relativo entre ambos os elementos no interface. O equilíbrio é assim estabelecido pelo balanceamento da força de tracção com uma força de compressão de igual valor e sentido contrário, N_{SH} , aplicada na secção mista. Este fenómeno dá origem a um momento flector, $M_{sh} = N_{sh} \cdot a_{sh}$ (sendo a_{sh} a distância entre os centros de gravidade da laje de betão e da secção mista homogeneizada), sobre o centróide da secção mista, de acordo com a Figura 4.18 (b).

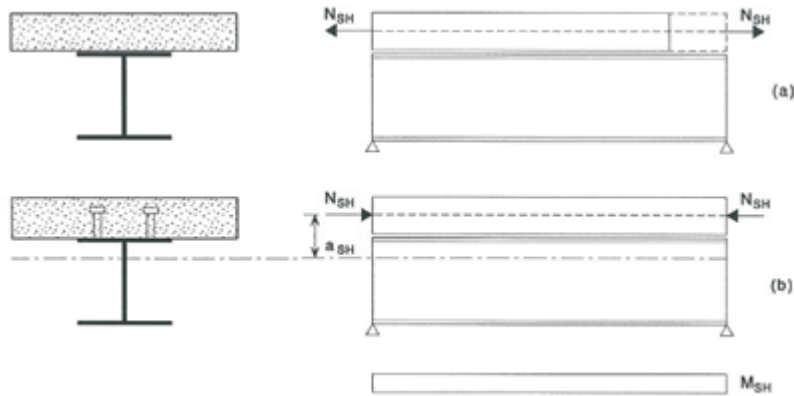


Fig.4.18 – Efeito primário da retracção em vigas mistas (ESDEP, VOL.14).

Com efeito, obtém-se na secção homogeneizada uma tensão equivalente a estes esforços, composta por uma parcela devida ao esforço normal e outra ao momento:

$$\sigma^1 = \frac{N_1}{A_h} + \frac{M_1 Z}{I_h} = N_{SH} \left[-\frac{1}{A_h} + \frac{a_{SH} Z}{I_h} \right] \quad (4.44)$$

em que, A_h e I_h são a área e a inércia, respectivamente, da secção mista homogeneizada e Z é a distância do ponto em análise ao centróide da secção mista. A distribuição final de tensões é dada pela soma das duas parcelas isostáticas, Figura 4.19, tendo-se:

$$\sigma^i = \sigma^0 + \sigma^1 \quad (4.45)$$

Pelo princípio da homogeneização da resistência de materiais, $\sigma_c^i = \sigma^i / n$, obtém-se a partir das expressões anteriores:

$$\sigma_c^i = E_{c,eff} \varepsilon_{cs}(t, t_o) + \frac{1}{n} \left[-\frac{N_{SH}}{A_h} + \frac{(N_{SH} a_{SH})Z}{I_h} \right] \quad (4.46)$$

$$\sigma_a^i = -\frac{N_{SH}}{A_h} + \frac{(N_{SH} a_{SH})Z}{I_h} \quad (4.47)$$

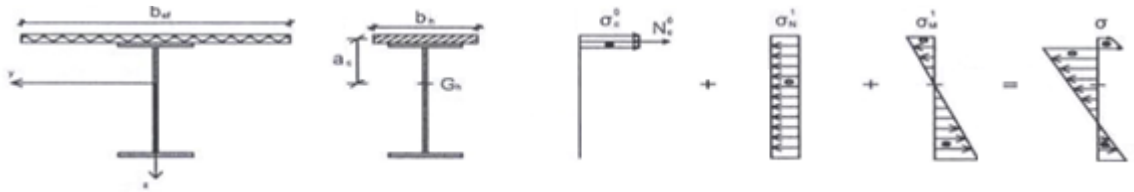


Fig.4.19 – Diagrama de tensões isostáticas (Gomes, I. M. 2008).

Da mesma forma que são influenciados pela presença do perfil de aço, os efeitos primários da retracção em elementos mistos são modificados pela acção da fluência, que, como referido no ponto 4.2.1, se traduzem em diferentes coeficientes de homogeneização, Figura 4.20.

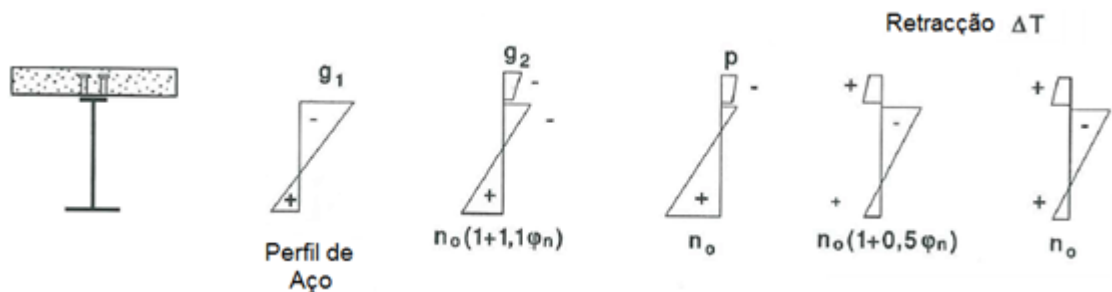


Fig.4.20 – Tensões de serviço numa viga mista – fluência e retracção (ESDEP, VOL.14).

4.3.2. EFEITOS SECUNDÁRIOS DA RETRACÇÃO

De um modo geral, a laje de tabuleiro de um elemento misto é betonada em fases. Todavia, será conveniente simplificar o sistema de betonagem, definindo-o apenas numa única fase, de modo a estabelecerem-se os pressupostos para a análise dos efeitos secundários da retracção, fazendo-se, em seguida, a extrapolação da sua aplicabilidade para os casos práticos.

A avaliação e cálculo dos efeitos secundários da retracção tem como base os métodos de análise de estruturas hiperestáticas – Método dos Deslocamentos (expressão (4.48)) ou Método das Forças – sendo o grau de indeterminação do sistema tanto maior, quanto maior o número de apoios internos e vãos. A exposição do faseamento de cálculo, destes efeitos, será realizado tendo presente uma viga contínua genérica com n vãos.

Admita-se, numa primeira fase, que a viga contínua é estaticamente determinada, sendo apenas constituída por dois apoios em cada extremo, avaliando-se assim as deformações por flexão devidas aos efeitos primários da retracção. Como exemplo, existirão $n-2$ deformações δ nas zonas dos apoios, em vigas contínuas com $n-1$ vãos, de acordo com a Figura 4.21 (a).

Em seguida, numa segunda fase, determinar-se-á a matriz de rigidez do sistema, a qual será obtida calculando-se, para cada apoio interno, a força produzida por um deslocamento unitário imposto apenas nesse apoio, de acordo com a Figura 4.21 (b).

As reacções nos apoios que anulam as deformações apresentadas na Figura 4.21 (c) serão, então, definidas por:

$$\begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ \vdots \\ R_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{12} & S_{13} & \dots & S_{1,n-1} \\ S_{22} & S_{23} & \dots & S_{2,n-1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n2} & S_{n3} & \dots & S_{n,n-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_2 \\ \delta_3 \\ \vdots \\ \delta_{n-1} \end{bmatrix} \quad (4.48)$$

Os efeitos secundários da retracção caracterizam-se pelas reacções nos apoios, R_1 a R_n , e os momentos, forças tangenciais, tensões e extensões associadas. Note-se, que o termo “secundários” não implica valores de tensões inferiores aos obtidos pelos efeitos primários, sendo a razão de valores inteiramente dependente da geometria da estrutura.

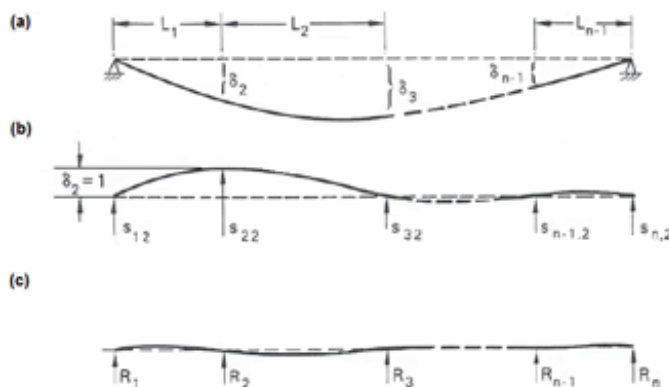


Fig.4.21 – Efeitos secundários da retracção (Johnson, R.P. 1979).

O método de análise exposto anteriormente tem a desvantagem de desconsiderar a construção faseada da laje de tabuleiro, a qual poderá gerar valores superiores de momentos negativos e contribuir para a abertura de fendas.

Na prática, a laje de tabuleiro sobre os apoios internos é normalmente betonada alguns dias após a betonagem da laje sobre os vãos centrais. Esta solução permite considerar a secção de aço como o elemento resistente, nos apoios internos, aos efeitos secundários da retracção das regiões de meio vão.

As reacções secundárias nos apoios, R_1 a R_n , terão, assim, que ser calculadas separadamente, para a retracção em cada uma das fases de betonagem, tendo-se em consideração a variação da rigidez ao longo do elemento no tempo considerado (Figura 4.22).

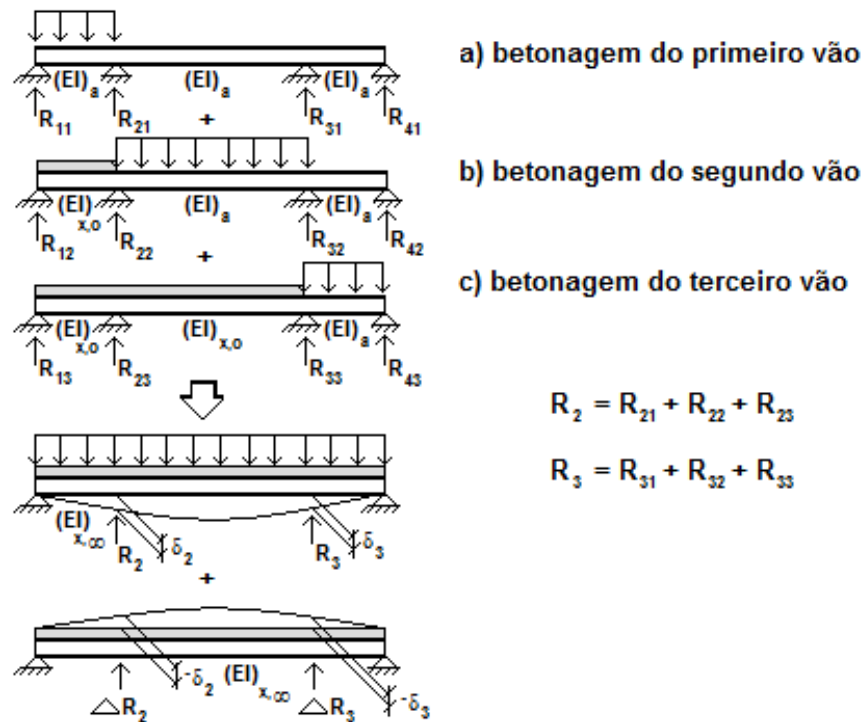


Fig.4.22 – Efeitos secundários da retracção durante o processo construtivo (RPM-RPX/95).

É perceptível, pela forma da deformada da Figura 4.21 (a), que os momentos secundários devidos à retracção são negativos ao longo de grande parte do comprimento da viga contínua, e, como tal, conduzem ao aumento das tensões de tracção na laje sobre os apoios internos.

4.4. RESPOSTA ESTRUTURAL E INFLUÊNCIA DOS SISTEMAS DE CONEXÃO

A definição de elemento misto pressupõe o comportamento em conjunto da secção de aço e da laje de betão, sendo para tal necessário, o desenvolvimento de forças tangenciais de corte no interface entre ambos, Figura 4.23.

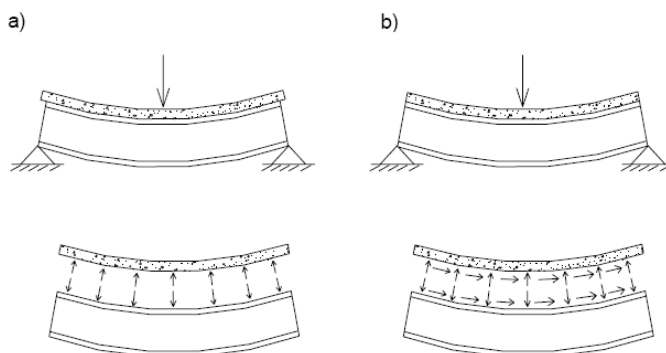


Fig.4.23 – (a) Comportamento Isolado da viga e da laje; (b) Acção Mista (Carvalho, P.R. *et al* 2006).

O desenvolvimento de forças tangenciais é conseguido, não só pelo atrito entre ambos os materiais, mas também, e maioritariamente, pela presença de elementos de ligação, os conectores (geralmente pinos de cabeça).

Na determinação da resistência de uma viga mista, assume-se que todos os conectores, mesmo quando deformados, são capazes de resistir à força longitudinal de corte, sendo esta resistência de corte que determina a resistência máxima da própria viga. Se o número de conectores adoptado é suficiente para se opor à força de corte gerada, quando a totalidade da resistência plástica se desenvolve na viga, esta é dita como totalmente conectada. Se contrariamente, o número de conectores é reduzido, limitando o momento resistente máximo, então a viga é definida como parcialmente conectada (Figura 4.24).

Influência da Interação Mista

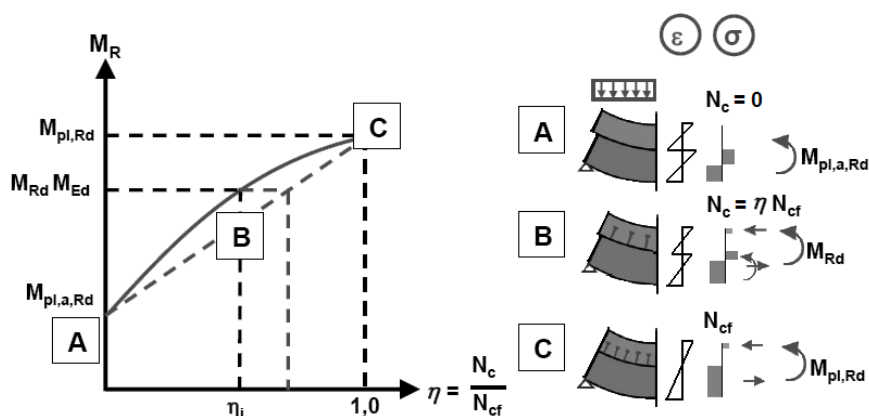


Fig.4.24 – Influência do grau de interacção, η , entre a laje de betão e o perfil de aço (Kuhlmann, U 2008)

Considerando-se que cada conector apresenta uma força máxima resistente P_{Rd} , a força total máxima que a totalidade dos conectores consegue resistir entre a secção crítica e os apoios é definida por:

$$F_c = N P_{Rd} \quad (4.49)$$

onde, N é o número de conectores entre a secção crítica e o apoio, F_c é a força na laje de betão e P_{Rd} é a resistência de corte de cada conector.

A relação entre o momento resistente de uma viga mista e o seu grau de conexão pode ser compreendida através da análise da Figura 4.25. Para valores muito baixos do grau de conexão, a laje de betão perde contributo na resistência máxima da viga mista, sendo esta garantida apenas pelo momento da secção de aço (troço A-B). Com o aumento do número de conectores, aumenta o contributo da laje na resistência máxima da viga, no entanto, quando este não é suficiente, a cedência do elemento misto é condicionada pela cedência dos conectores ao corte (troço B-C). Quando aproximadamente 50% do número de conectores necessários para estabelecer uma conexão completa é adoptado, a viga cederá em flexão, com a laje de betão fendilhada, o aço plastificado e os conectores deformados (troço C-D). Quando o grau de conexão atinge 1,0, a viga cederá em flexão, com a laje de betão fendilhada e o aço plastificado (troço D-E). Quando o grau de conexão atinge 1,5, a viga cederá em flexão, com a laje de betão fendilhada e o aço plastificado (troço E-F). Quando o grau de conexão atinge 2,0, a viga cederá em flexão, com a laje de betão fendilhada e o aço plastificado (troço F-G).

Deverá notar-se que, apesar da cedência por flexão, o momento resistente da viga é inferior ao seu momento resistente completamente plástico e a transição entre a cedência por corte longitudinal e por flexão estará dependente da ductilidade dos conectores adoptados.

O alcance do momento resistente completamente plástico é garantido pela adopção de um número de conectores superior ao obtido por cálculos teóricos. Seria razoável considerar-se que o momento resistente completamente plástico se estabeleceria para um grau de conexão de 100%, no entanto a Figura 4.25 demonstra que este é atingido para uma razão de conexão de aproximadamente 1,5.

Se a deformação por endurecimento é tida em conta, os níveis de tensão na secção de aço aumentam e o elemento misto apresentará um momento resistente superior (troço E-F-G). Assim, de forma a garantir-se a cedência da viga mista por flexão, quando atingido o momento resistente completamente plástico, deverá adoptar-se uma razão de conexão de 1,25. A norma EN 1994-2:2005 refere-se a esta razão de conexão no artigo 6.6.3.1, cláusula (1), definindo-a como um factor parcial γ_c .

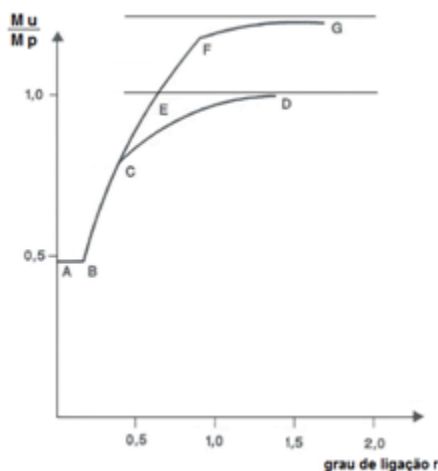


Fig.4.25 – Relação entre o momento resistente e o grau de conexão (ESDEP, VOL.13).

O deslizamento que ocorre à medida que os conectores se deformam tem, igualmente, um efeito profundo na rigidez da viga mista. Conectores flexíveis e resistentes permitem elevadas resistências de flexão, no entanto conduzem a uma perda de rigidez. A rigidez da ligação, relacionada com a rigidez da secção de aço e da laje de betão, é normalmente designada por interacção. Consequentemente, vigas constituídas por conectores infinitamente rígidos são ditas como tendo uma interacção total e, contrariamente, vigas com conexões relativamente flexíveis são ditas como tendo uma interacção parcial.

Os conceitos apresentados são fundamentais para permitir a compreensão do comportamento estrutural de elementos mistos, nomeadamente dos efeitos da retracção e da fluência, e assim introduzir o estudo de caso a expor de seguida.

Dezi, L *et al* (1998 e 1996) realizou um completo estudo de caso onde avaliou a influência da rigidez dos conectores de cisalhamento no comportamento de vigas mistas. O valor mínimo de rigidez adoptado baseou-se no valor limite que garante o comportamento linear elástico da ligação, correspondente a um deslizamento máximo de 1mm no interface ($\rho = 0,30 \text{ KN/mm}^2$, no caso estudado). Por sua vez, o valor máximo deste parâmetro estabeleceu-se para um deslizamento nulo entre ambas as partes ($\rho \rightarrow \infty$).

O estudo paramétrico cifrou-se, numa primeira fase, na avaliação da influência da rigidez dos conectores no comportamento, de curto e de longo prazo, de uma viga mista contínua de dois vãos, com 25 m cada, sujeita a acções estáticas e geométricas, e, numa segunda fase, na influência da rigidez dos conectores no comportamento da mesma viga admitindo-se os efeitos reológicos do betão.

Desta forma, verificou-se na primeira fase do estudo que as acções estáticas produzem, tal como esperado, a redistribuição das acções internas $N(z,t)$, $M_s(z,t)$ e $M_c(z,t)$ e a evolução no tempo do momento flector $M(z,t)$ de cada secção transversal.

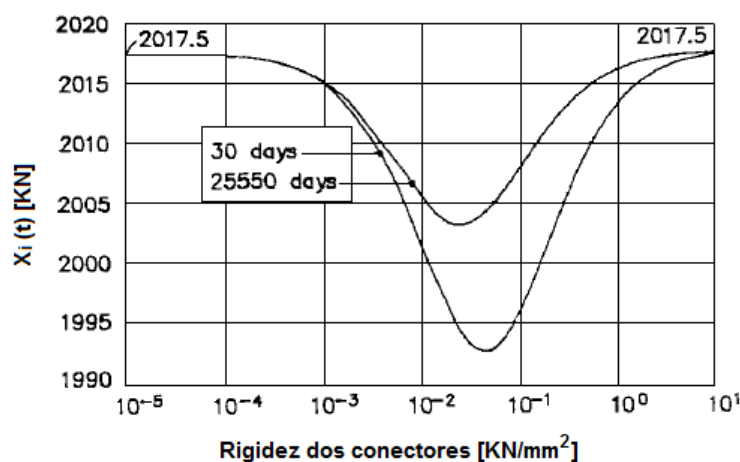


Fig.4.26 – Relação entre a reacção no apoio interno devida às acções estáticas e a rigidez dos conectores: valores elásticos ($t = 30$ dias) e valores finais ($t = 25\,550$ dias) (Dezi, L. *et al* 1993).

No entanto, esta variação tende a anular-se quando ρ (rigidez dos conectores por unidade de comprimento) se estende para os valores limites, de 0 e ∞ . Este aspecto particular da resposta estrutural é ilustrado no gráfico da Figura 4.26, onde se apresenta a relação entre a reacção no apoio

central da viga, $X_i(t)$, e a rigidez dos conectores, para dois instantes de tempo $t = 30$ dias (análise elástica) e $t = 25\,550$ dias (análise viscoelástica).

A intersecção de ambas as curvas, para valores mínimos e máximos de rigidez dos conectores, pode explicar-se pela consideração de que, para estes valores extremos, ocorrerão apenas os efeitos produzidos pela heterogeneidade da secção transversal, ou seja, não ocorrerá redistribuição de acções internas entre secções transversais no tempo. Assim, poderá assumir-se que a redistribuição de esforços desenvolve-se apenas ao longo da secção transversal, onde a laje de betão tende a descarregar no tempo, em detrimento do carregamento da viga de aço.

Com efeito, para ambos os casos limite, poderá aplicar-se o primeiro teorema da viscosidade linear: “em vigas prismáticas mistas de aço – betão, com ligações e apoios rígidos, sujeitas a acções estáticas variáveis no tempo, as reacções e consequentemente a resultante distribuição de momentos flectores coincidirão com as reacções calculadas a partir de uma análise puramente elástica”. Por outro lado, as tensões internas e o estado de extensões deverão avaliar-se pela soma dos efeitos da fluência correspondentes às suas quantidades elásticas.

Note-se que a consideração de um sistema de conexão flexível, no cenário mais desfavorável, conduziu a uma redução da reacção hiperestática de apenas 1%, relativamente à calculada para uma conexão infinitamente rígida, e de 0,6% tendo em conta o efeito da fluência.

As acções geométricas (deslocamentos nos apoios) induzem, em vigas mistas, o fenómeno clássico de relaxação, caracterizado pela redução e distribuição no tempo do sistema de reacções auto-equilibradas e do estado de tensão na laje de betão.

Considerando-se as acções geométricas como sendo constantes no tempo, os deslocamentos em cada secção transversal da viga variam de forma pouco sensível no tempo, anulando-se nos casos limite de rigidez dos conectores, tal como para as acções estáticas, Figura 4.27.

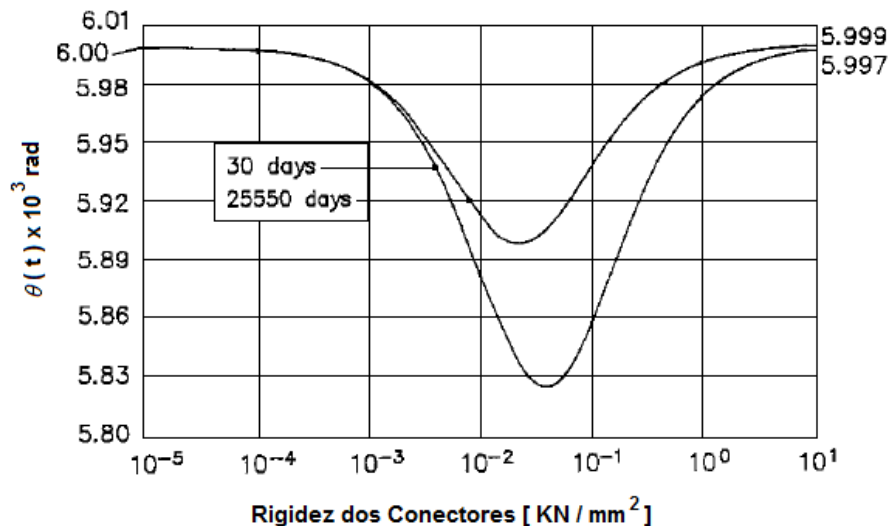


Fig.4.27 – Relação entre a rotação nos apoios externos devido às acções geométricas e a rigidez dos conectores: valores elásticos ($t = 30$ dias) e valores finais ($t = 25\,550$ dias)
(Dezi, L. *et al* 1993)

Numericamente, quando $t = 30$ dias a rotação nos apoios externos é inferior a, aproximadamente, 3% da rotação correspondente para $\rho \rightarrow \infty$, tornando-se 1,5% no tempo. Como tal, não ocorrerão erros significativos se as rotações e deslocamentos forem calculados assumindo-se um sistema de conexão rígido.

Neste caso, para ambas as situações limite, o segundo teorema da viscosidade linear vigora: “em vigas prismáticas mistas de aço – betão, com ligações e apoios rígidos, sujeitas a acções geométricas constantes no tempo, as reacções e consequentemente a resultante distribuição de momentos flectores coincidirão com as reacções calculadas a partir de uma análise puramente elástica”, devendo, tal como no primeiro teorema, somar-se as quantidades elásticas equivalentes dos efeitos da fluência.

Na prática, as acções geométricas são impostas de forma a reduzir ou eliminar tensões de tracção na laje de betão de secções internas sujeitas a momentos flectores negativos (*prestress by jacking down at internal supports*), sendo interessante apresentar os resultados obtidos por Dezi, L (1998 e 1996) relativos à evolução da força axial da laje de betão no tempo. Verifica-se que uma excessiva relaxação gerada por esta acção poderá anular os benefícios da mesma na estrutura. A variação da força axial na laje de betão, da secção transversal do apoio interno, em relação à rigidez dos conectores é apresentada na Figura 4.28.

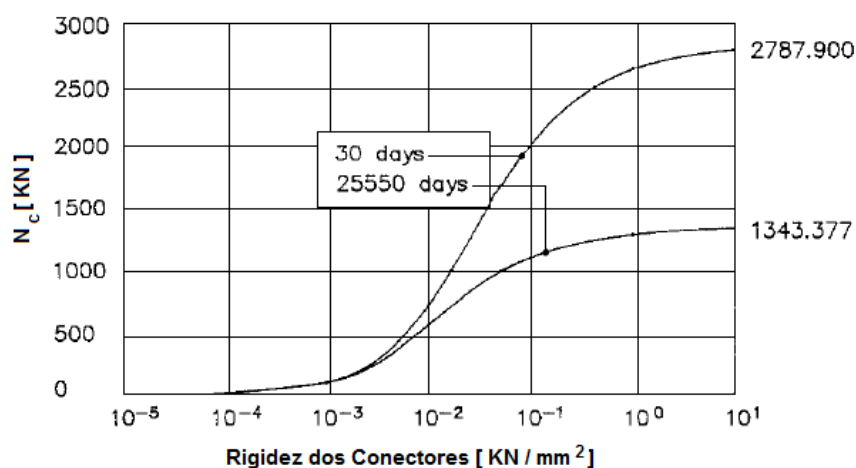


Fig.4.28 – Relação entre a força axial na laje de betão da secção transversal do apoio interno e a rigidez dos conectores: valores elásticos ($t = 30$ dias) e valores finais ($t = 25\,550$ dias) (Dezi, L. et al 1993)

A curva relativa aos valores elásticos demonstra que a força axial aumenta com o aumento da rigidez dos conectores. De facto, este aumento conduz ao acréscimo de colaboração entre os elementos de aço e betão e, consequentemente, a maiores níveis de relaxação. Em particular, quando $\rho = 10 \text{ kN mm}^{-2}$ a força axial reduz-se para metade.

A análise da influência do sistema de conexão na distribuição de tensões ao longo da secção transversal reflecte, para uma rigidez de conexão nula ($\rho \rightarrow 0$), a esperada flexão paralela entre a laje de betão e o perfil de aço, caracterizada por tensões de igual valor e sinais contrários entre as fibras superiores e inferiores de cada elemento, de acordo com a Figura 4.29.

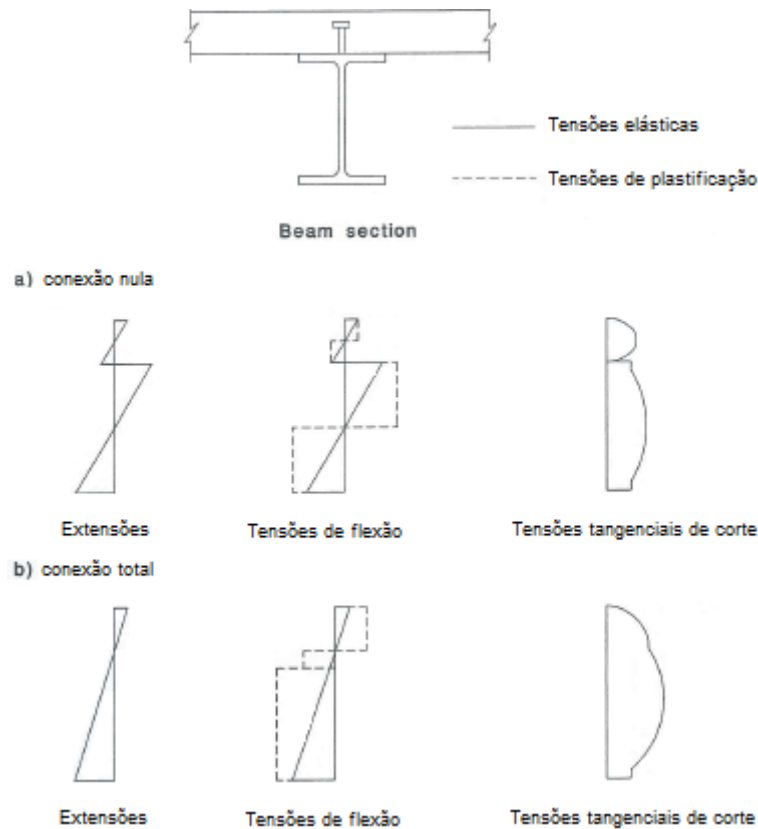


Fig.4.29 – Tensões de flexão para conexão nula e total (ESDEP, VOL.13)

Consequentemente, para valores reduzidos da rigidez de conexão a laje de betão sofre sobre a acção de deformações impostas uma relaxação pura, uma vez que a redução das tensões no tempo ocorre de forma livre, não sendo restringida pelo perfil de aço. Como tal, poderá dizer-se que as tensões na laje de betão decrescem segundo um factor igual a $R(t, t_o) / E_c(t_o)$, enquanto que as tensões no aço não variam no tempo.

Contrariamente, à medida que a rigidez de conexão aumenta, aumentam progressivamente as variações de tensão na viga de aço, Figura 4.30 (c, d), tendo-se para $\rho \rightarrow \infty$ a seguinte relação:

$$\sigma_{s, \text{superior}}(z, t_o) - \sigma_{s, \text{superior}}(z, t_\infty) = \sigma_{s, \text{inferior}}(z, t_o) - \sigma_{s, \text{inferior}}(z, t_\infty) \quad (4.50)$$

Esta demonstra que mesmo quando $\rho \rightarrow \infty$, a distribuição de momento flector, $M_s(z, t)$, não varia no tempo. De facto, as variações de tensão ocorrem exclusivamente por relaxação da força axial.

Pela observação dos valores finais das tensões concluiu-se (com excepção das tensões no banzo superior do perfil de aço que quase duplicam) que estes reduzem com o tempo. A Figura 4.30 (a, b) apresenta uma importante relaxação de tensões no tempo, a qual deverá ter-se em conta na aplicação de deformações impostas com o objectivo de melhorar o estado de tensão na laje de betão.

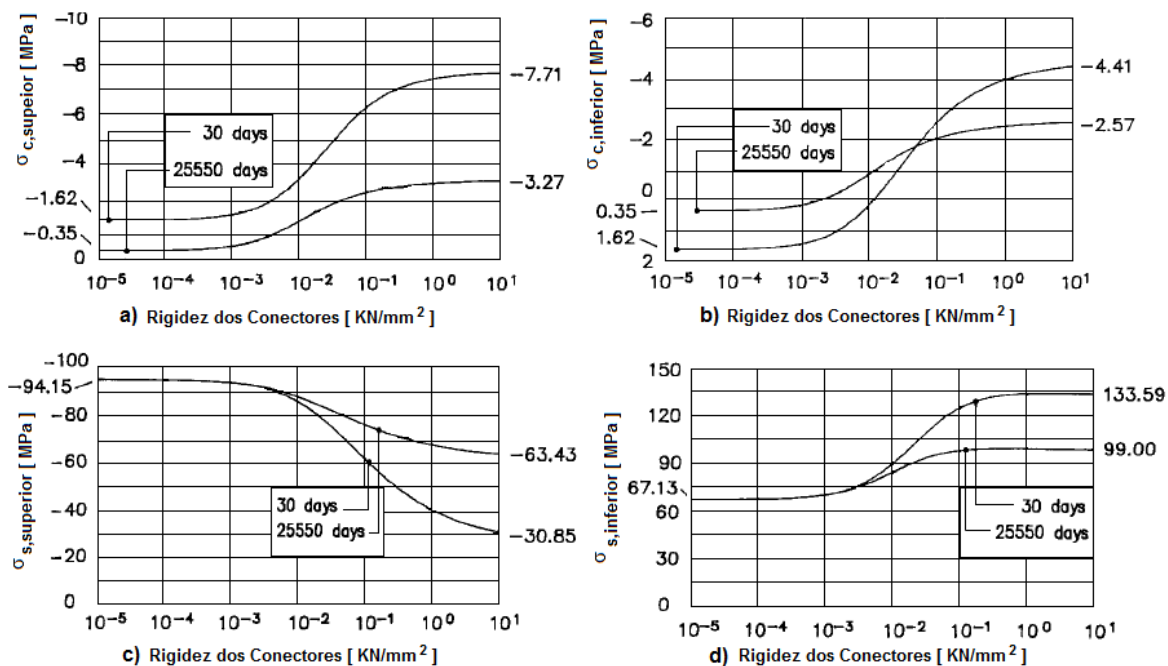


Fig.4.30 – Relação entre as tensões nas fibras superior e inferior da laje de betão (a, b) e do perfil de aço (c, d) e a rigidez dos conectores: valores elásticos ($t = 30$ dias) e valores finais ($t = 25\,550$ dias) (Dezi, L. *et al* 1993)

Por fim, foi igualmente analisada, nesta primeira fase, a distribuição das forças tangenciais de corte ao longo do interface aço – betão, tendo sido tomadas considerações sobre o efeito da fluência na mesma e sobre as vantagens da adopção das teorias de interacção parcial ou total.

A Figura 4.31 demonstra que para diferentes valores de rigidez dos conectores, ρ , as forças de corte tangenciais no interface coincidem nas secções centrais dos vãos, separando-se nas secções finais, quer para o caso das acções estáticas, quer para o caso das acções geométricas. Em ambos os casos, a curva $q(z, t_0)$ obtida para $\rho \rightarrow \infty$ define a envolvente dos diagramas relativos a menores valores de rigidez, assumindo-se que a distribuição é proporcional à força de corte.

Da mesma forma, para ambos os casos, a fluência produz uma redução da força de corte tangencial, $q(z, t_0)$, Figura 4.32, tendo-se em particular uma redução de 50% nas acções geométricas e de 25% nas acções estáticas.

Em conclusão, deverá referir-se que uma análise linear estática baseada na teoria da interacção total sobrestima o valor da força de corte tangencial no interface, conduzindo a um dimensionamento conservativo dos conectores, no entanto não permite avaliar o grau de distribuição das mesmas forças ao longo do eixo axial da viga.

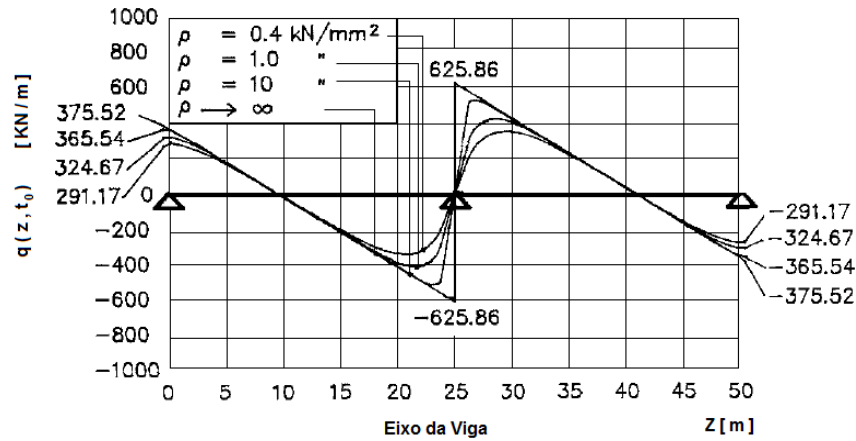


Fig.4.31 – Distribuição inicial ($t = 30$ dias) da força de corte tangencial por unidade de comprimento devida às acções estáticas (Dezi, L. *et al* 1993)

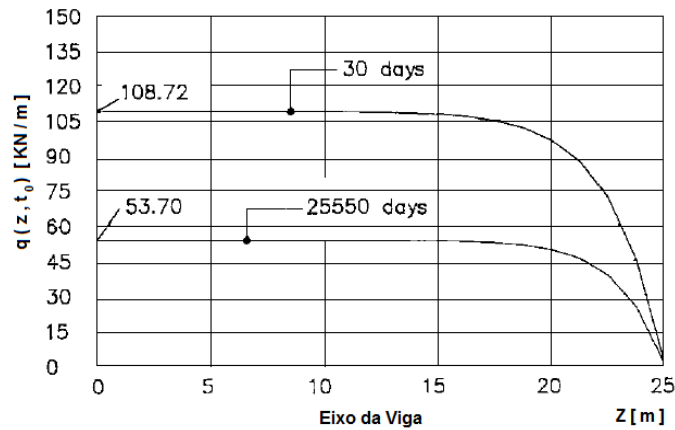


Fig.4.32 – Evolução no tempo da força de corte longitudinal por unidade de comprimento devido às acções geométricas (Dezi, L. *et al* 1993).

O estudo paramétrico apresentado por Dezi, L *et al* (1993 e 1998) identificou, nesta primeira fase, o modo como a fluência e o sistema de conexão influenciam a resposta estrutural de vigas mistas sujeitas a acções estáticas e geométricas. No entanto, e como é sabido, por um lado, a fluência é função das condições atmosféricas do meio ambiente envolvente, as quais alteram a resposta estrutural das vigas mistas e, por outro lado, considerar o efeito da fluência sem admitir a componente da retracção é, como se viu anteriormente, um erro.

Como tal, a segunda fase do estudo paramétrico apresentado reflecte a influência destes fenómenos no comportamento estrutural da viga mista em análise e a forma como são afectados pelo sistema de conexão.

A função de fluência definida pela lei do EC2 (ver ponto 3.4.2) tem como principais variáveis: a idade do betão na altura do carregamento, t_0 , a humidade relativa, RH , e a resistência do betão à compressão, f_{ck} .

As tensões que se desenvolvem na fibra superior da laje de betão e do perfil de aço da secção transversal do apoio interno constituem os elementos da resposta estrutural que melhor descrevem a influência de cada parâmetro reológico.

A influência do parâmetro t_0 é representada na Figura 4.33. Nesta observa-se, para betões com idades mais jovens, uma forte relaxação de tensões nas fibras superiores da laje (Figura 4.33 a)), ao contrário das tensões no banzo superior do perfil de aço que tendem a aumentar no tempo de forma significativa (Figura 4.33 b)). À medida que o parâmetro t_0 aumenta, diminui esta redistribuição de esforços entre os elementos de aço e betão.

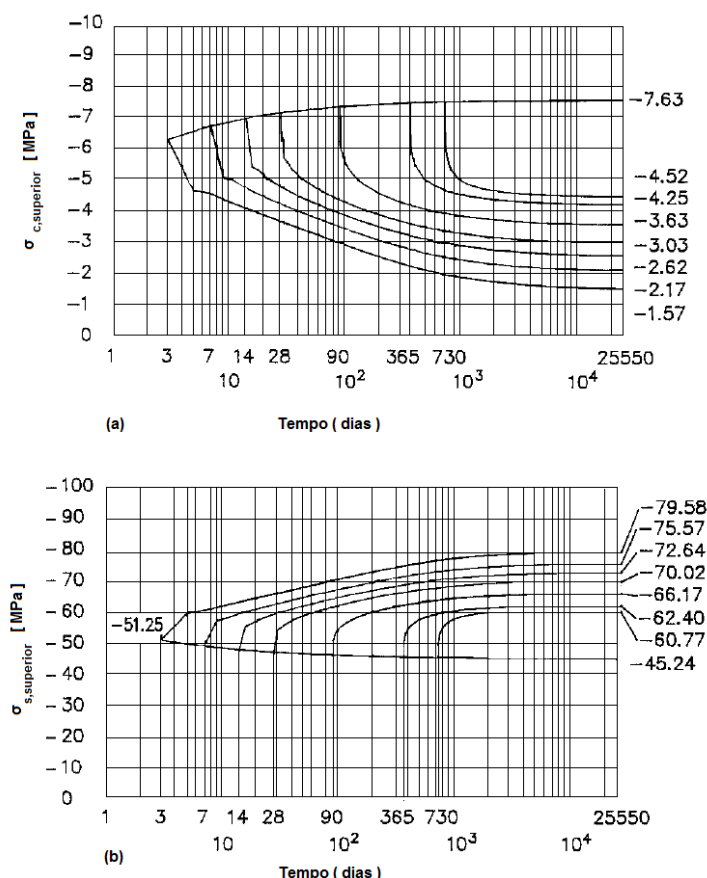


Fig.4.33 – Influência do parâmetro t_0 na história de tensões sob as ações geométricas nas fibras superiores da laje de betão (a) e da viga de aço (b) (Dezi, L. *et al* 1993).

Por sua vez, a influência do parâmetro RH é representada na Figura 4.34. Em ambientes secos, com humidades relativas inferiores, a fluência produz redistribuições de tensões no tempo mais importantes, caracterizadas por grandes decréscimos de tensões na laje de betão e, conseqüentemente, grandes aumentos de tensões nas fibras superiores da viga de aço.

A resistência à compressão do betão, f_{ck} , tem, igualmente, uma considerável influência nos efeitos da fluência. O aumento deste parâmetro conduz ao incremento do módulo de elasticidade de Young, o que reduz a componente de deformação por fluência. Com efeito, betões com resistências superiores conduzem a menores redistribuições de tensão no tempo (Figura 4.35).

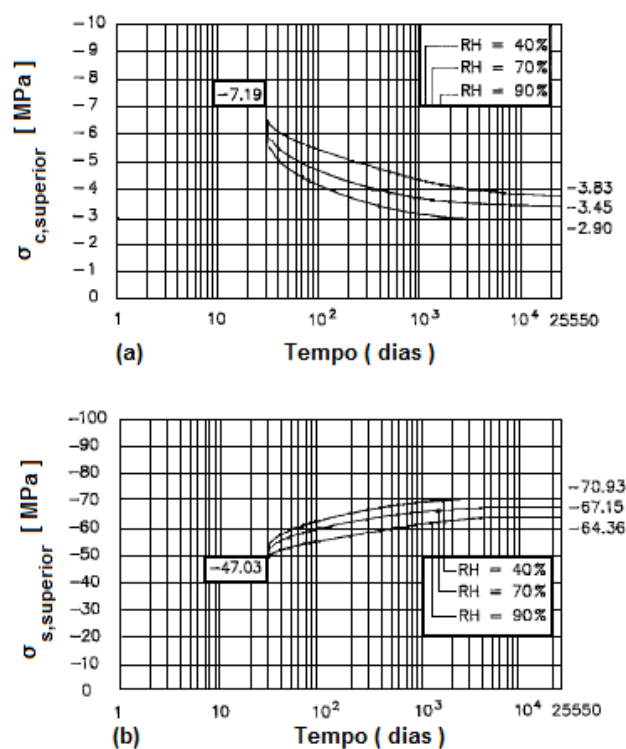


Fig.4.34 – Influência do parâmetro RH na história de tensões sob as ações geométricas nas fibras superiores da laje de betão (a) e da viga de aço (b) (Dezi, L. et al 1993).

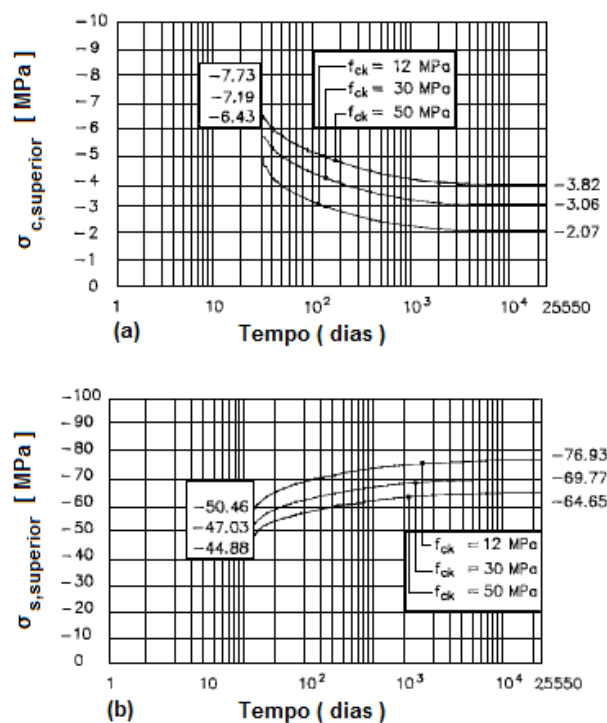


Fig.4.35 – Influência do parâmetro f_{ck} na história de tensões sob as ações geométricas nas fibras superiores da laje de betão (a) e da viga de aço (b) (Dezi, L. et al 1993).

Os efeitos da retracção da laje de betão não foram ainda tidos em conta neste estudo paramétrico, no entanto é sabido que estes ocorrem sempre numa estrutura real, em simultâneo com os efeitos da fluência (são tomados como independentes por motivos de definição e conveniência, ver capítulo 3).

O sistema de conexão previne a retracção livre da laje de betão, produzindo a distribuição de forças de tangenciais no interface, que levam à deformação da laje e do elemento de aço. Da mesma forma, as restrições hiperestáticas dos apoios internos previnem os deslocamentos induzidos pela retracção. Consequentemente, desenvolve-se, tal como referido no ponto 4.3, um sistema de reacções auto-equilibradas no tempo.

A Figura 4.36 apresenta a distribuição das forças tangenciais e das tensões na laje de betão devidas, apenas, aos efeitos da retracção.

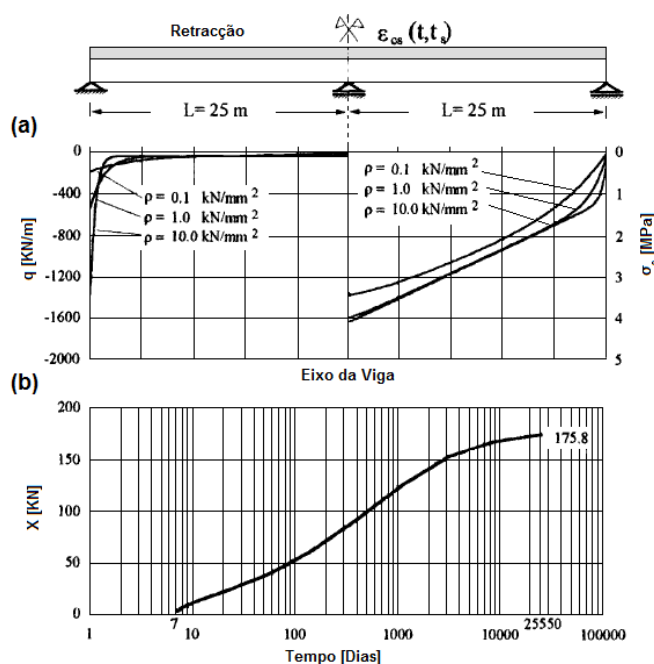


Fig.4.36 – Efeitos da retracção na distribuição das forças tangenciais de corte e das tensões na laje de betão (a) e evolução da reacção no apoio interno (b) (Dezi, L. *et al* 1998).

A distribuição das forças tangenciais, $q(z, t_\infty)$, ao longo do interface é caracterizada por picos nos extremos do elemento misto, tal como esperado, decrescendo rapidamente, para os diferentes valores de ρ , à medida que se desenvolve o eixo axial da viga, pressupondo um valor constante comum a todas as distribuições. Assim, poderá dizer-se que a distribuição das forças tangenciais é constante ao longo de todo o eixo da viga, tornando-se infinita nos extremos e com uma repentina mudança de sinal no apoio intermédio.

O desenvolvimento das tensões na laje de betão apresenta um comportamento contrário à distribuição das forças tangenciais, sendo nulo nos extremos da viga mista e máximo na proximidade do apoio interno, no entanto, tal como na distribuição das forças tangenciais, as curvas relativas aos diferentes valores de ρ assumem distribuições comuns.

Note-se, que em ambos os casos, quando $\rho \rightarrow \infty$ estes comportamentos são amplificados.

As considerações precedentes conduziram a três conclusões importantes:

- O pressuposto de uma conexão rígida ($\rho \rightarrow \infty$) conduziu a algumas incongruências físicas ($t > t_o$): $q(0, t) \rightarrow \infty$; $q(25^-, t) = -q(25^+, t)$ e $N(0, t) \neq 0$;
- O cálculo de $N(z, t)$ e $\sigma_c(z, t)$ pela hipótese de $\rho \rightarrow \infty$ é conservativo, uma vez que para este caso a curva obtida diz respeito à envolvente das restantes;
- No cálculo de $q(z, t)$ a hipótese de $\rho \rightarrow \infty$ não permitir a avaliação da real distribuição da força de corte no interface dos extremos da viga.

A fluência da laje de betão reduz o esforço tangencial de corte e a distribuição da força axial induzida pela retracção no tempo, não sendo afectada de forma apreciável pela rigidez dos conectores. A Figura 4.38 ilustra a distribuição de $q(z, t_\infty)$ e $N(z, t_\infty)$ tendo em conta a influência da fluência.

Na Figura 4.37, as curvas representadas a traço interrompido são idênticas às da Figura 4.36, para $\rho = 0.4 \text{ KN.mm}^{-2}$. A distribuição da força de corte $q(z, t_\infty)$ decresce, de igual forma, à medida que se desenvolve ao longo do eixo da viga até à proximidade do apoio interno, verificando-se uma redução de aproximadamente 16% no valor de pico quando considerado o efeito da fluência.

A força axial decresce ainda mais, conduzindo a uma redução das tensões de tracção na laje até cerca de 35%.

Por fim, a Figura 4.38 apresenta a influência da rigidez dos conectores na reacção hiperestática do apoio interno. Como pode ser observado, para valores de ρ reduzidos, a retracção não produz qualquer reacção, uma vez que a laje se apresenta livre para encurtar. No entanto, este parâmetro tem pouca influência na prática, uma vez que as gamas habituais de rigidez são normalmente superiores a $10^{-1} \text{ KN.mm}^{-2}$. Por seu turno, a fluência tem um papel importante, reduzindo o valor da reacção do apoio interno para cerca de 33%.

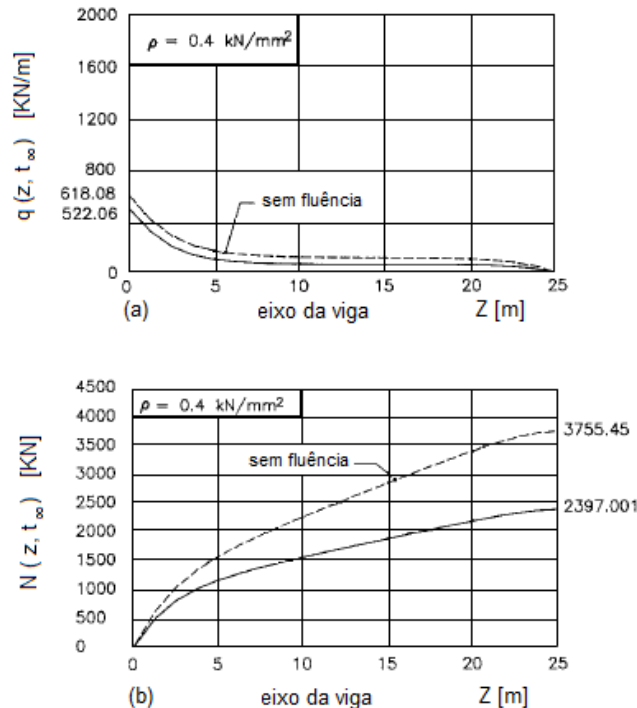


Fig.4.37 – Distribuição da força de corte (a) e da força axial (b) devido à retracção da laje de betão, considerando os efeitos da fluência (Dezi, L. *et al* 1993).

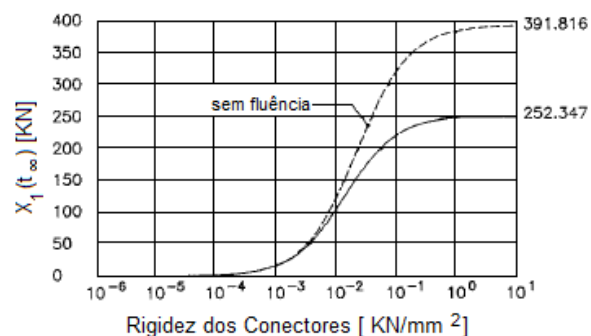


Fig.4.38 – Relação entre a reacção no apoio interno, devida à retracção, e a rigidez dos conectores (Dezi, L. *et al* 1993).

A apresentação do trabalho de Dezi, L *et al* (1998 e 1996) deixou claro o modo de resposta da estrutura aos efeitos diferidos e ao sistema de conexão, evidenciando o facto da adopção de um sistema de conexão rígido, por um lado, conduzir a incongruências físicas e a valores demasiado conservativos e, por outro lado, não permitir a avaliação da real distribuição da força de corte ao longo do interface até cada um dos extremos.

Alternativamente, a teoria da interacção parcial permite visualizar e compreender a evolução das mesmas ao longo do comprimento da viga, tal como foi apresentado e de acordo com a Figura 4.39.

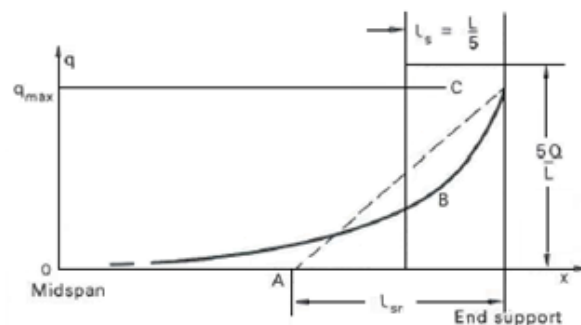


Fig.4.39 – Evolução das forças de corte no interface aço - betão devida aos efeitos primários da retracção (Johnson, R.P. 1979).

A área sob a curva apresentada define o valor total da força longitudinal devida à retracção na laje de betão, sendo, para fins de cálculo, substituída pela linha AC. Assim, o comprimento l_{sr} fixa a área que estabelece o valor máximo da força longitudinal obtido pela teoria da interacção parcial, devendo este ser igual ao valor que se obteria pela teoria da interacção total.

Johnson, R.P (1979) expõe, no anexo D, a formulação do comprimento de transferência da força longitudinal, definido por:

$$l_{sr} = 2 \left(\frac{Qp}{k\epsilon_{cs}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.51)$$

onde, k é a razão de escorregamento dos conectores; p o espaçamento uniforme dos mesmos; Q a força de corte máxima (designada por $V_{L,Ed}$ na norma europeia actual); e ε_{cs} a extensão da retracção.

Com base nestes pressupostos, a EN 1994-2:2005 preconiza, na cláusula (3) do ponto 6.6.2.4, que para vigas mistas onde os efeitos primários da retracção e temperatura geram uma força longitudinal $V_{L,Ed}$, que será transferida ao longo do interface entre a laje de betão e o elemento de aço, a distribuição da mesma poderá assumir-se como triangular (Figura 4.40), sendo a força máxima de corte por unidade de comprimento dada por:

$$V_{L,Ed,max} = \frac{2V_{L,Ed}}{b_{eff}} \quad (3.52)$$

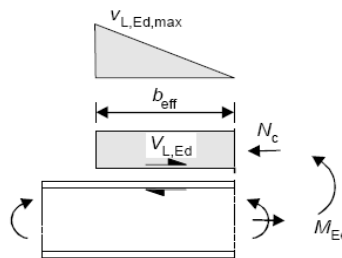


Fig.4.40 – Distribuição da força de corte longitudinal ao longo do interface (EN1994-2).

onde, b_{eff} é a largura efectiva, definida no ponto 5.4.1.2, cláusula (4), que tem em conta os efeitos de *shear lag*. A adopção deste valor é uma simplificação normativa que surge em alternativa à expressão de cálculo do l_{sr} .

Deverá notar-se, que a norma refere a adopção de uma área com forma rectangular, ao longo do comprimento de transferência b_{eff} , no caso de serem adoptados conectores de perno na análise dos estados limite últimos.

4.5. INFLUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO

No capítulo 2 desta dissertação, ponto 2.5, realizou-se uma breve exposição teórica sobre influência do processo construtivo no comportamento de elementos mistos, designadamente das soluções de escoramento, não escoramento e pré-tensão do elemento de aço.

A compreensão da influência destes processos na variação do estado de tensão – deformação dos elementos que integram os viadutos mistos e na avaliação da possível ocorrência de cedências secundárias durante a execução dos mesmos é de importância basilar para a fundamentação da tomada de decisão e para o estabelecimento de recomendações para projecto.

Marí, A. *et al* (2002) avaliaram num interessante e completo estudo o modo como o processo construtivo influencia o estado de tensão e deformação dos elementos que integram o viaduto misto, com secção transversal em caixão, representado na Figura 4.41. Neste estudo foram ainda considerados os efeitos reológicos do betão, realizando-se uma análise viscoelástica diferida no tempo.

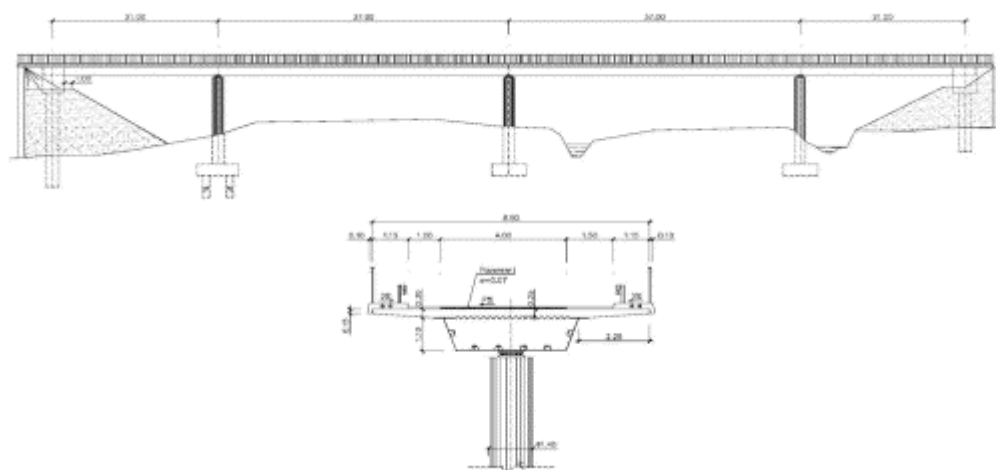


Fig.4.41 – Alçado e perfil transversal da Ponte Amorebieta, Espanha (Marí, A. *et al* 2002).

Análise da estrutura foi realizada simulando os efeitos da fluência e retracção com base nas séries de Dirichlet, expressão (4.35), e nas premissas estabelecidas pelo código normativo CEB1990, admitindo quatro soluções construtivas distintas (Figura 4.42):

- Totalmente Escorada (MIX): Baseia-se no escoramento da laje de betão e caracteriza-se pelo comportamento da ponte como estrutura mista quando sujeita à acção do peso próprio da laje. É a solução que tende a produzir valores de esforços mais baixos na estrutura de aço;
- Betonagem alternada da laje (ALT): Consiste numa betonagem inicial da laje de betão nas zonas de momentos positivos e, passados 7 dias, no fecho da laje na zona dos apoios. Esta solução de betonagem procura prevenir o desenvolvimento de tensões de tracção na face superior da laje devidas ao seu peso próprio, não conseguindo, no entanto, prevenir uma prematura abertura de fendas;
- Betonagem contínua da laje (CNT): A laje é betonada em cinco fases, com três dias de intervalo, partindo de uma forma sequenciada de um encontro para o outro, definindo-se trechos com comprimentos respectivos de 23, 23,24,23 e 23 metros;
- Betonagem da laje numa só fase (SIM): A laje é betonada numa só fase, sem qualquer solução de escoramento.

O Quadro 4.3 compila os resultados finais deste estudo e fornece uma boa imagem sobre o comportamento da estrutura no tempo, para as diferentes soluções construtivas adoptadas.

De uma forma geral, e como esperado, a fluência e a retracção produzem a redistribuição das forças internas no tempo, aumentando os momentos negativos e reduzindo os momentos positivos. Esta redistribuição de momentos encontra-se na ordem dos 13-14% para os momentos negativos, sobre os apoios, das soluções (a), (b) e (d), e na ordem dos 6% para os momentos negativos da solução (c).

Deverá, no entanto, notar-se que apesar de conduzir ao maior aumento no valor dos momentos negativos, o processo construtivo (a), totalmente escorado, é o que produz, inicialmente, momentos sobre os apoios mais baixos, permitindo um melhor controlo da fendilhação devida aos efeitos da fluência e retracção no tempo. Contrariamente, as soluções não escoradas produzem, à partida, momentos negativos mais elevados, nomeadamente no caso da solução (d), os quais serão ainda agravados sobre o efeito das acções variáveis.

Apesar de a solução (a) permitir um melhor controlo da fendilhação no tempo, devido aos efeitos diferidos do betão, é a que produz uma abertura de fendas superior, de 0.26mm, enquanto as soluções (b) e (c) produzem metade da abertura verificada em (a), 0.13mm.

Por outro lado, a redistribuição dos momentos nos apoios poderá, como é sabido, conduzir a fenómenos indesejáveis de cedências secundárias por empenamento das peças do elemento de aço. Todavia, no caso concreto, observaram-se valores das tensões de compressão no banzo inferior do caixão similares para os diferentes esquemas construtivos. Este facto sugere, e como foi visto no ponto 2.5 deste trabalho, que este parâmetro de análise não é decisivo na tomada de decisão sobre o processo construtivo a adoptar.

Por seu turno, a redistribuição de momentos a meio – vão caracteriza-se por uma redução significativa em todas as soluções construtivas, na ordem dos 40 a 50 %. Mais uma vez, a solução construtiva (a) distingue-se das restantes, no entanto, contrariamente ao verificado anteriormente, é a que produz uma variação inferior, de 36.8%, e valores iniciais mais elevados.

Relativamente ao desenvolvimento de tensões no elemento de aço a meio – vão, a solução de betonagem contínua da laje (c) é a que produz valores mais elevados e a solução escorada valores mais baixos, tal como esperado. Assim, a solução escorada (a) é a mais rígida, sobre a acção das cargas permanentes, com uma deformação de 77mm a meio – vão, e a solução (c) a mais flexível, com um valor de 106,5mm. No entanto, ambas as soluções (a) e (b) são as mais influenciadas pelos efeitos diferidos do betão, aumento consideravelmente os níveis de deformação.

Conclui-se desta forma: se os critérios de dimensionamento elegerem a abertura de fendas como o critério condicionante, o processo construtivo mais conveniente será o (b), em que as regiões de meio – vão são betonadas previamente, betonando-se em seguida as regiões nos apoios (ver ponto 2.5); caso contrário, a solução (c), betonagem contínua da laje, é a mais interessante, graças à melhor relação simplicidade de construção/comportamento estrutural diferido.

Uma segunda análise foi, ainda, realizada neste estudo, a qual se cifrou na avaliação da solução de pré – esforço da laje de betão que melhor garante o controlo da fendilhação na mesma.

Duas sequências construtivas para a aplicação do pré-esforço foram consideradas, tal como demonstra a Figura 4.43, sendo elas:

- Aplicação do pré-esforço nas zonas dos apoios antes da betonagem dos vãos centrais (PA1);
- Aplicação do pré-esforço nas zonas dos apoios após a betonagem dos vãos centrais (PA2).

A armadura de pré-esforço adoptada consistiu em 8 cordões de 12 cabos, com 15 mm ($A_p = 1680 \text{ mm}^2$), com uma tensão característica à ruptura de 1860 MPa. Esta foi colocada no centro de gravidade da laje, a uma tensão inicial de 1488 MPa, estendendo-se ao longo de 12 metros sobre os apoios, medidos na longitudinal. Foi ainda adoptada uma malha com armadura ordinária mínima ($\phi 16 // 0.2$) no topo e base da laje de betão.

Conclui-se, nesta segunda análise: a solução (PA2) garantiu a não ocorrência de fissuração na laje em qualquer instante, ao contrário da solução (PA1) que conduziu a uma fissuração no tempo, sobre a acção das cargas variáveis, caracterizada por uma abertura de fendas com 0.19mm, semelhante à verificada nas soluções (b) e (c) da análise anterior; apesar da solução (PA1) ser mais rígida que a (PA2) durante a fase de execução, tem um comportamento mais flexível quando sujeita à acção das cargas variáveis; finalmente, a introdução do pré-esforço permitiu uma redução de 68% na quantidade

de armadura ordinária, considerando-se a solução (PA2) extremamente interessante do ponto de vista económico, funcional e de durabilidade.

Quadro 4.3 – Redistribuição dos momentos para as diferentes soluções construtivas (Marí, A. *et al* 2002).

Solução Construtiva	(MIX)	(ALT)	(CNT)	(SIM)
Região de Meio – Vão				
Acção permanente, $t = 0$	4670	4220	3370	3979
Acção permanente, $t = \infty$	2950	2080	2010	1930
Redistribuição	36.8%	50.7%	40.4%	51.4%
Região dos Apoios				
Acção permanente, $t = 0$	-12830	-13880	-14600	-14180
Acção permanente, $t = \infty$	-14540	-15710	-15440	-16040
Redistribuição	14.1%	13.2%	5.8%	13.1%

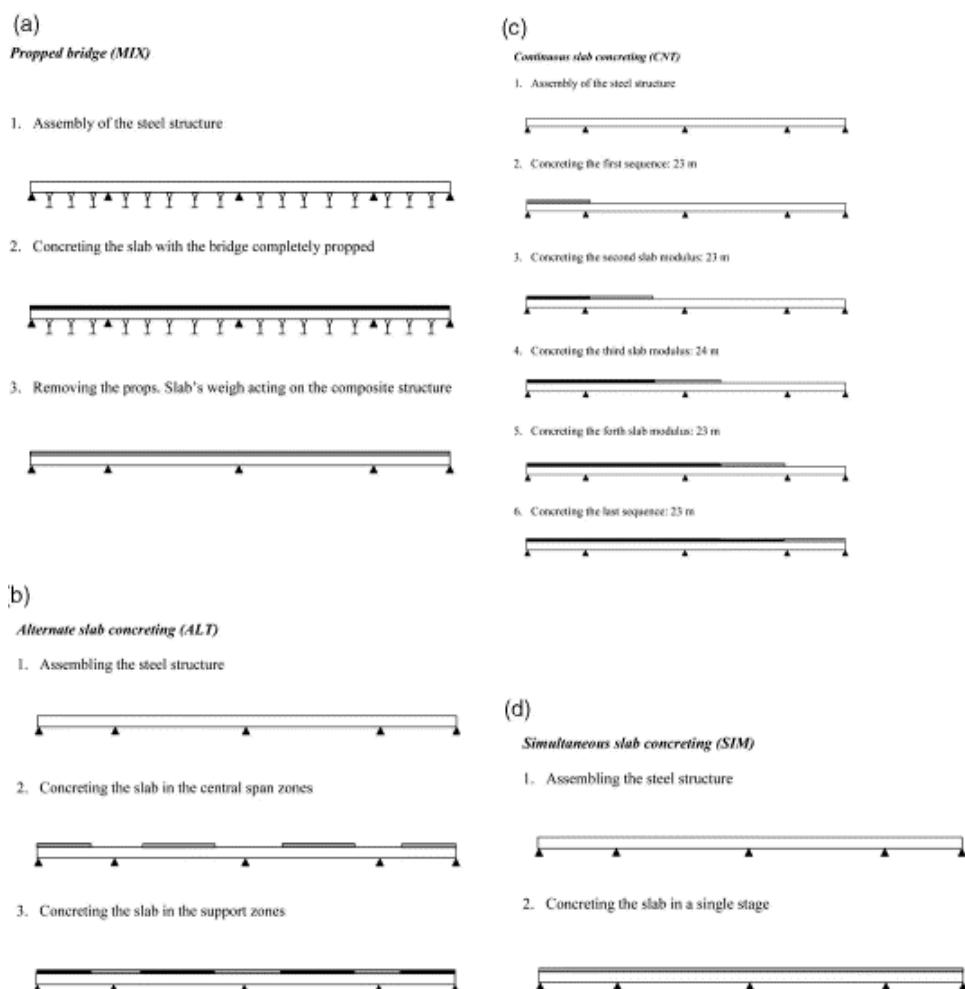


Fig.4.42 – Sequência das soluções construtivas adoptadas (Marí, A. *et al* 2002).

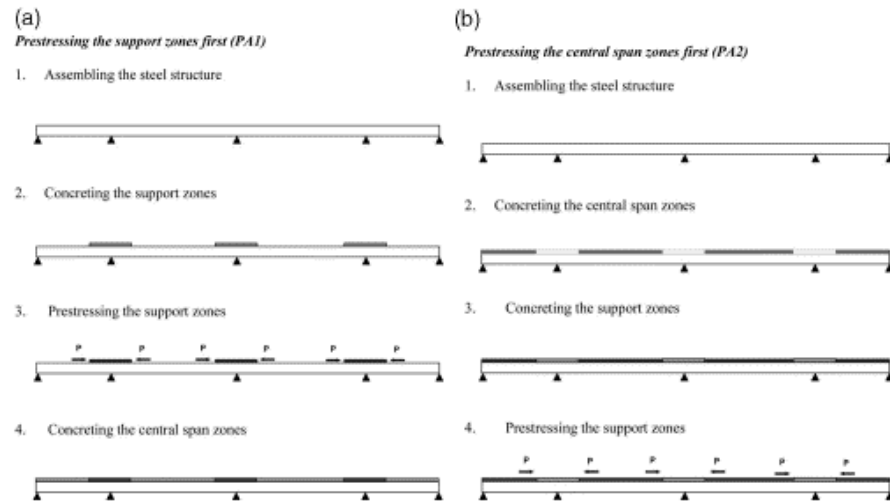


Fig.4.43 – Soluções construtivas consideradas para aplicação do pré-esforço (Marí, A. *et al* 2002).

5

Estudo de Caso

5.1. INTRODUÇÃO

Os objectivos basilares desta dissertação foram já identificados no capítulo 1. Estes cifram-se, num primeiro plano, na realização de um estudo comparativo entre as diferentes leis e métodos de previsão e paramétrico, identificando o modo como vários factores, intrínsecos e externos, intervêm no comportamento do betão e, reciprocamente, na resposta estrutural de viadutos híbridos de aço – betão. Num segundo plano, o objectivo passará pela compreensão e apresentação do estado de arte relativo aos processos e soluções construtivas existentes.

Tendo presente os referidos objectivos, e uma vez realizada a apresentação do estado de conhecimento das diferentes matérias ao longo dos capítulos anteriores, proceder-se-á, neste capítulo, à aplicação prática das mesmas, através do estudo de caso da ponte Pedro e Inês, em Coimbra.

Integrada no plano de renovação urbana da cidade de Coimbra, a ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês, da autoria do Professor Eng.º Adão da Fonseca e co-autoria do Eng.º Cecil Balmond, é uma estrutura de grande beleza e de características singulares, Figura 5.1.



Fig.5.1 – Ponte pedonal e de ciclovia sobre o rio Mondego, Coimbra (Adão da Fonseca, A. 2008).

Estruturalmente, a ponte, com 274.5m de comprimento e 4m de largura, é constituída por um arco parabólico central e por dois meios arcos parabólicos nos vãos dos encontros, ambos em aço. Estes suportam um tabuleiro contínuo misto de aço – betão composto por duas rampas, que se estendem até aos encontros com uma inclinação de 4%. O vão do arco central desenvolve-se ao longo de 110m e eleva-se a uma altura de aproximadamente 9m (Figura 5.2). A anti-simetria da ponte é uma característica única, podendo conduzir a um complexo comportamento torsional sob a acção de cargas verticais. Todavia esta anti-simetria garante o aumento da rigidez lateral da ponte, quando comparada com os tradicionais sistemas estruturais de secção transversal simétrica em todo o comprimento da ponte.

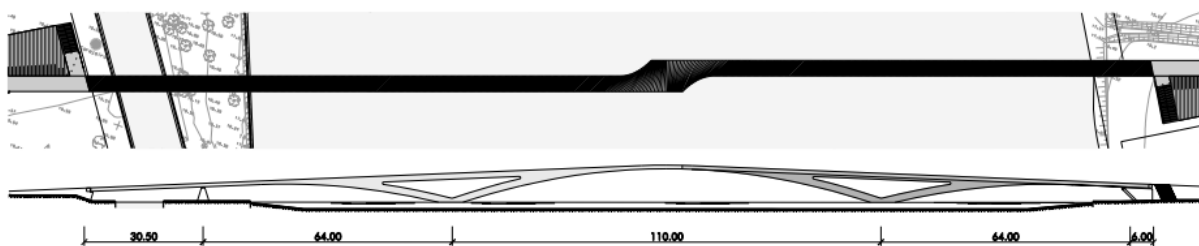


Fig.5.2 – Vista superior e alçado da ponte (Caetano, E. *et al* 2005).

A secção transversal do tabuleiro caracteriza-se nas zonas onde este não se encontra apoiado no arco por uma simples solução em caixão, fechado superiormente, com forma rectangular e dimensões de 0.9m de altura e 4 a 8m de largura, a última relativa à praça central (Figura 5.3 (a)). Sobre os semi-arcos o tabuleiro apresenta uma secção transversal em forma de L, com um caixão adicional de 0.45m de altura e 1.35m de largura (Figuras 5.3 (b) e 5.4). A laje mista, com espessura de 11cm e chapa colaborante do tipo Haircol 595, é suportada por travessas transversais com perfil HEA, espaçadas de 2.5m em média (Figura 5.4). Os arcos são simples caixões de aço com 1.35m de largura e 1.8m de altura.

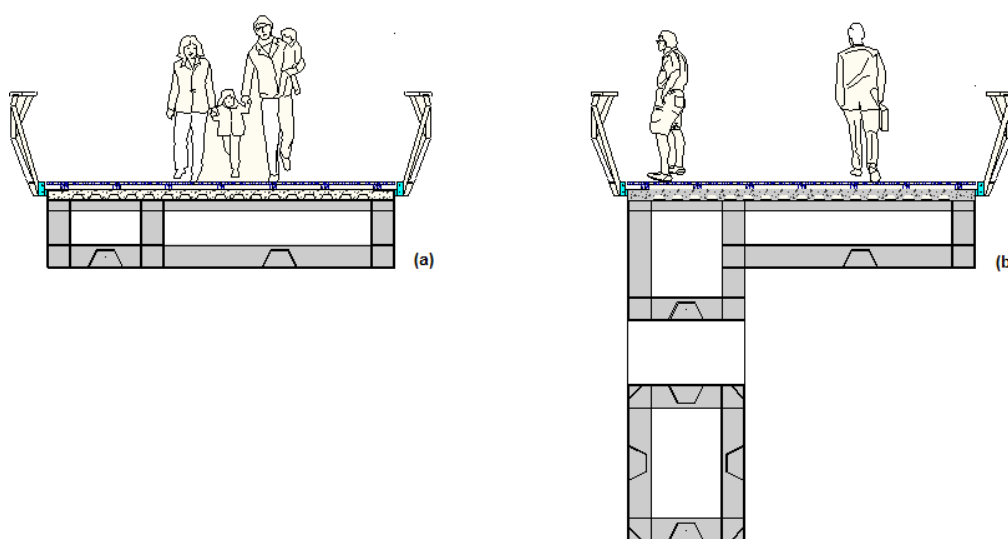


Fig.5.3 – Secções transversais a meio – vão (a) e na proximidade do arco (b).

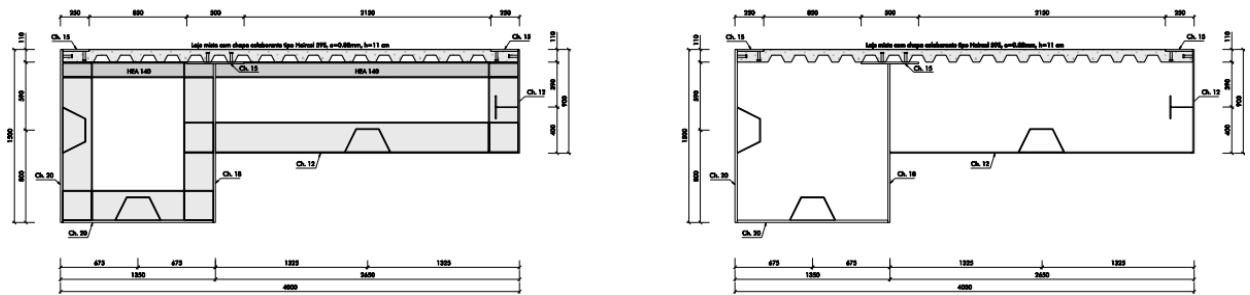


Fig.5.4 – Secção transversal com e sem travessas transversais (Adão da Fonseca, A. *et al* 2005).

De uma forma geral, o comportamento estrutural da ponte, na direcção longitudinal, é caracterizado pela relação entre a flexibilidade das duas células triangulares e a flexibilidade das fundações dos arcos, relativamente aos deslocamentos horizontais. A baixa capacidade resistente do solo de fundação conduziu à necessidade de adopção de uma solução de fundações por estacas, com 30 m de profundidade (Figura 5.5), sendo apenas verticais por motivos de minimização dos custos. Assim, a rigidez das fundações é elevada para forças verticais e reduzida para forças horizontais, o que poderá conduzir a uma relaxação do efeito de arco, em favor de um comportamento global arco - viga, diminuindo as forças de compressão e aumentando os momentos flectores.

Note-se que o equilíbrio de forças horizontais não será atingido no arranque dos arcos, uma vez que as forças transmitidas pelo arco central são sempre superiores às transmitidas pelos arcos laterais, devendo esse desequilíbrio ser eliminado pelas reacções do solo ao longo da estaca. Como tal, a resposta estrutural da ponte está extremamente dependente das reais características do solo de fundação. Um solo rígido torna a estrutura mais rígida, hiperestática e com forças de compressão no arco superiores, enquanto solos mais flexíveis produzem forças de compressão no arco mais baixas e momento flectores mais elevados na zona de meio – vão. Desta forma, a realização de uma análise detalhada dos efeitos de interacção solo – estrutura foi fundamental no estudo do comportamento real da ponte (Adão da Fonseca, A. *et al* 2005).

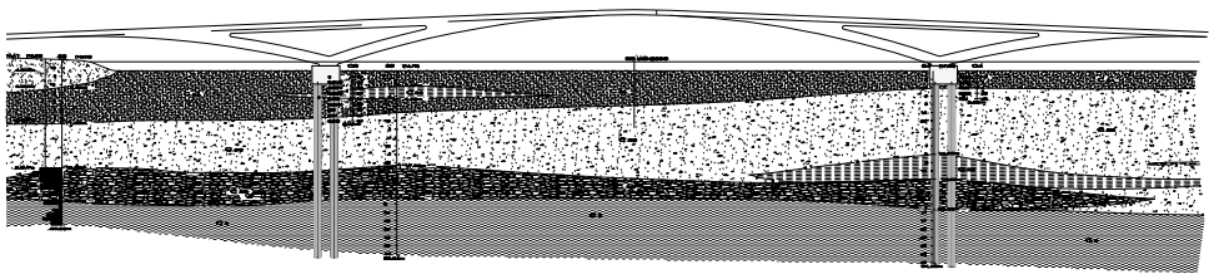


Fig.5.5 – Corte geológico longitudinal (Adão da Fonseca, A. 2008).

5.2. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo adoptado baseou-se num simples sistema de escoramento total da ponte. A reduzida profundidade do rio Mondego na zona de implantação, 1,5 a 3 m, permitiu a realização de duas plataformas em aterro temporárias, sobre as quais foi colocado o sistema de montagem (Figura 5.6). A largura do rio foi assim reduzida de 215 m para 60 m, durante o período de estiagem.

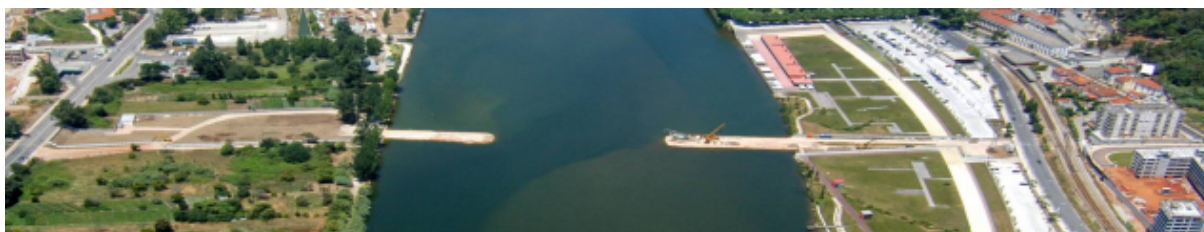


Fig.5.6 – Plataformas de aterro temporárias (European Steel Design Awards 2007).

A ponte foi subdividida em 20 segmentos estruturais de aço, com 8 a 35 m de comprimento e peso de 10 a, aproximadamente, 50 ton. De modo a garantir o correcto controlo da geometria das peças, a ligação, das mesmas, foi previamente realizada em oficina (Figura 5.7), tendo sido adoptada uma solução de soldadura manual do tipo MAG ou eléctrodo.



Fig.5.7 – Montagem das duas células triangulares em oficina (Adão da Fonseca, A. 2008).

Após a realização das estacas de fundação (Figura 5.10 (a)), os segmentos previamente ligados em oficina foram colocados em obra na sua posição final, com o auxílio de uma grua. A montagem das duas células triangulares foi efectuada inicialmente (Figuras 5.8 e 5.10 (b)), tendo o processo de montagem das restantes peças progredido a partir destas. A ligação dos elementos em obra foi efectuada através de soldaduras com penetração total.

O processo de montagem do arco parabólico central foi auxiliado pela execução de uma plataforma em aterro na zona de meio – vão, em substituição à plataforma da margem direita do rio, o que conduziu a uma redução da largura de escoamento para 40 m nessa margem (Figura 5.10 (c)). Assim, com o auxílio de uma grua foi colocado o último segmento de aço da ponte (Figura 5.9).

Finalmente, antes da execução da laje mista de aço – betão e da remoção dos sistemas de escoramento e das plataformas em aterro, foi realizada uma operação de elevação do tabuleiro na zona dos encontros com o objectivo de o ajustar às estruturas de suporte permanentes.



Fig.5.8 – Colocação completa de uma das duas células triangulares
(European Steel Design Awards 2007).



Fig.5.9 – Montagem, com o auxílio de uma grua, do segmento de aço final da ponte
(European Steel Design Awards 2007).

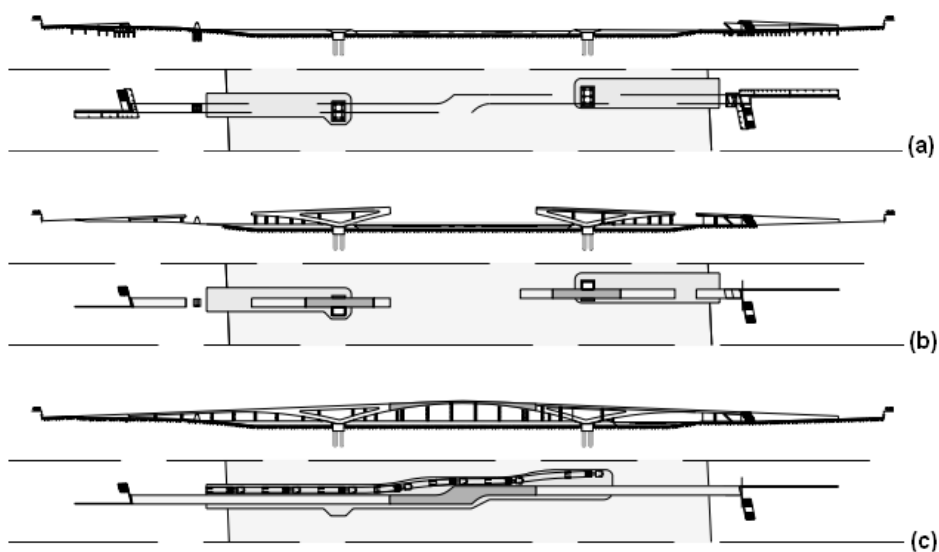


Fig.5.10 – Sequência de construção (Adão da Fonseca, A. *et al* 2005).

5.3. EFEITOS REOLÓGICOS DO BETÃO

Como foi visto nos capítulos 3 e 4 desta dissertação, as diferentes leis de previsão dos efeitos reológicos e os diferentes métodos de previsão dos efeitos da fluência no comportamento de estruturas com elementos de betão poderão ser tratados seguindo soluções distintas. As leis de previsão dos fenómenos de retracção e fluência poderão apoiar-se nas formulações preconizadas pelas principais normas, nomeadamente a europeia EN 1992: 1-1 de 2004 e a norte – americana ACI209R-92, enquanto, por seu turno, os métodos de previsão dos efeitos da fluência no comportamento de estruturas com elementos de betão poderão seguir simples aproximações algébricas (métodos algébricos) ou seguir aproximações incrementais no domínio do tempo (métodos numéricos).

Contrariamente à retracção, a qual é caracterizada como uma alteração de volume independente do estado de tensões, podendo assim ser considerada numa simples análise elástica linear do material, a fluência, baseando-se num complexo comportamento viscoelástico, definido por intrincadas funções do tipo integral – diferencial, requer programas computacionais de elevada capacidade. O *TNO DIANA* é um programa de análise estrutural que oferece a possibilidade de realização de sofisticadas análises viscoelásticas, permitindo, igualmente, simular as leis de previsão da fluência e da retracção, de acordo com as normas europeia e norte – americana. Todavia, a lei de previsão europeia refere-se, neste programa de cálculo, ao CEB – FIP Model Code 1990 e não ao actual eurocódigo2.

Assim sendo, a avaliação e estudo dos efeitos reológicos do betão para o caso concreto serão realizados com recurso a este programa de análise estrutural, distinguindo-se as análises base que serão apresentadas neste trabalho:

- Breve avaliação do comportamento estrutural da ponte Pedro e Inês, admitindo uma análise elástica e linear de ambos os materiais e considerando unicamente a acção do peso próprio. Esta servirá de ponto de partida para a compreensão das restantes análises e, consequentemente, do comportamento reológico do betão;
- Análise do comportamento viscoelástico do betão considerando as leis de previsão do CEB – FIP Model Code 1990 e do ACI209R – 92 e segundo o método numérico. Comparação dos resultados obtidos para ambos os casos e comparação com os resultados obtidos numa simples análise elástica adoptando os métodos algébricos de simulação dos efeitos da fluência. Estudo paramétrico das variáveis intervenientes na evolução do mecanismo de fluência;
- Análise do efeito da retracção considerando as leis de previsão do CEB – FIP Model Code 1990 e do ACI209R – 92. Comparação dos resultados obtidos para ambos os casos. Estudo paramétrico das variáveis intervenientes na evolução da retracção.
- Análise final que admite simultaneamente o comportamento viscoelástico linear com maturação e a retracção do betão.

5.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

O modelo utilizado neste estudo de caso foi elaborado pelo Eng.º Mário Pimentel (Laboratório de Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural – LABEST – da FEUP) durante a análise do processo construtivo da ponte Pedro e Inês e cujo objectivo seria fornecer resultados que efectuassem o acompanhamento da obra durante a fase construtiva. Este consiste num modelo numérico tridimensional constituído por elementos finitos de casca (Figura 5.11).

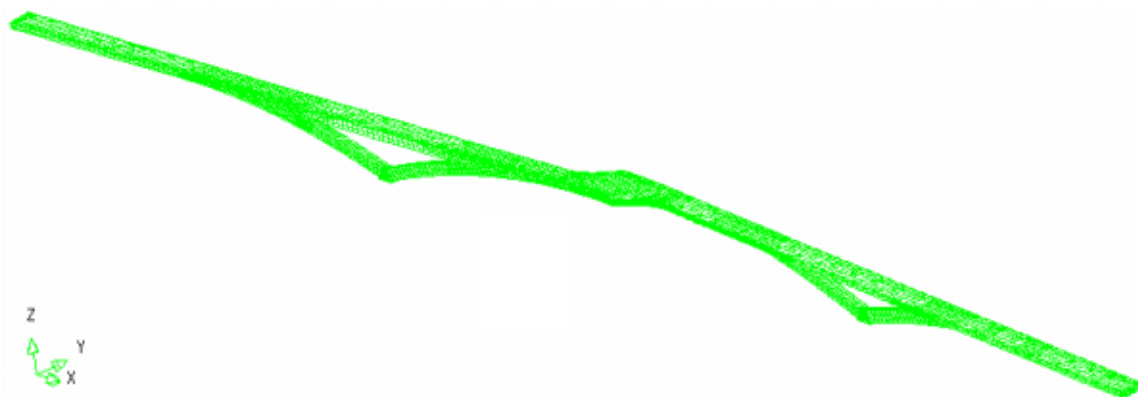


Fig.5.11 – Vista global do modelo (Pimentel, M. *et al* 2005).

Em traços gerais, todas as chapas que constituem o caixão de aço foram modeladas como elementos de casca com 8 nós, enquanto as nervuras de rigidez, longitudinais e transversais, as carlingas, os contraventamentos diagonais e os banzos superiores da secção metálica foram modelados com recurso a elementos de viga de Timoshenko de 3 nós, com integração numérica Gaussiana ao longo do seu eixo. O aço adoptado é do tipo S355, com um módulo de elasticidade de 210 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,3 e uma massa volúmica de 7850 Kg/m^3 .

A laje mista foi modelada como elementos de casca divididos em camadas, de acordo com a Figura 5.12. A camada superior, representada com a cor amarela, respeita as propriedades do betão propriamente dito, enquanto as camadas intermédia, a verde, e inferior, a azul, visam a simulação da ligação da laje à chapa colaborante. Assim, a camada intermédia possui características ortotrópicas, de forma a traduzir o real comportamento da laje no que se refere à distribuição das cargas gravíticas pelas carlingas e na correcta reprodução da área e das inércias à flexão e torção das secções da ponte. A camada inferior possui características quase nulas, simulando as secções inferiores, vazias, da chapa colaborante. O betão é de classe C35/45, com um módulo de elasticidade de 33,5 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,15 e uma massa volúmica de 2500 Kg/m^3 .

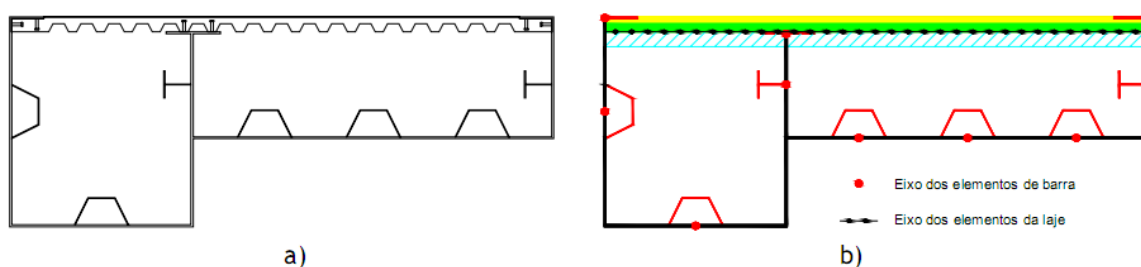


Fig.5.12 – Modelação da laje: a) secção real; b) secção modelada (Pimentel, M. *et al* 2005).

Por fim, as condições de apoio foram estabelecidas de forma distinta nos encontros e pilar e nos arranques dos arcos. Os apoios verticais e transversais nos encontros poente e nascente, assim como no pilar, foram modelados como fixos (Figura 5.13). No caso dos arranques dos arcos, como referido no ponto 5.1, os apoios têm uma importância fundamental no comportamento da estrutura. Nesta modelo consideraram-se impedidas todas as rotações e translações verticais, sendo definida uma rigidez equivalente do maciço de estacas nas duas direcções horizontais de 100000N/mm (Figura 5.14).

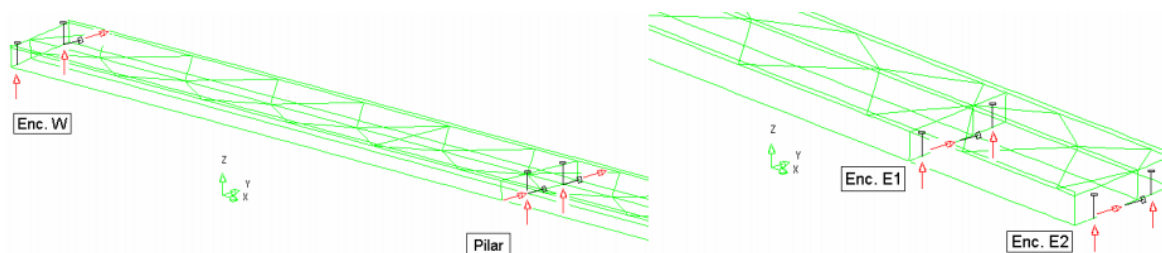


Fig.5.13 – Condições de apoio definitivas nos encontros e pilar (Pimentel, M. *et al* 2005).

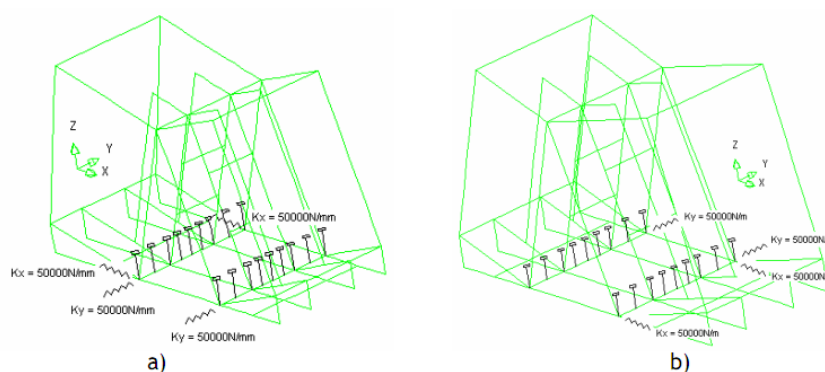


Fig.5.14 – Condições de apoio nos arranques do arco: a) Arco Poente; b) Arco Nascente (Pimentel, M. *et al* 2005).

5.3.2. RESPOSTA ESTRUTURAL ADMITINDO O COMPORTAMENTO ELÁSTICO DO BETÃO

Nesta análise inicial admitiu-se apenas a acção do peso próprio dos elementos estruturais e o comportamento elástico linear de ambos os materiais. No Anexo A desta dissertação serão apresentadas algumas imagens representativas da resposta estrutural da ponte e do desenvolvimento de tensões ao longo da mesma.

A resposta estrutural da ponte, como referido no ponto 5.1, define-se não só por uma componente de resposta vertical, mas igualmente por uma importante componente de resposta transversal ao desenvolvimento da ponte, devida ao seu ímpar comportamento torsional.

A resposta vertical (direcção z) é caracterizada pela deformada do tabuleiro presente na Figura 5.15, verificando um deslocamento máximo de 160 mm na secção de meio – vão. Por sua vez, a resposta transversal ao desenvolvimento da ponte (direcção y) apresenta um deslocamento máximo de 19,2 mm, sendo a sua deformada caracterizada pela Figura 5.16.

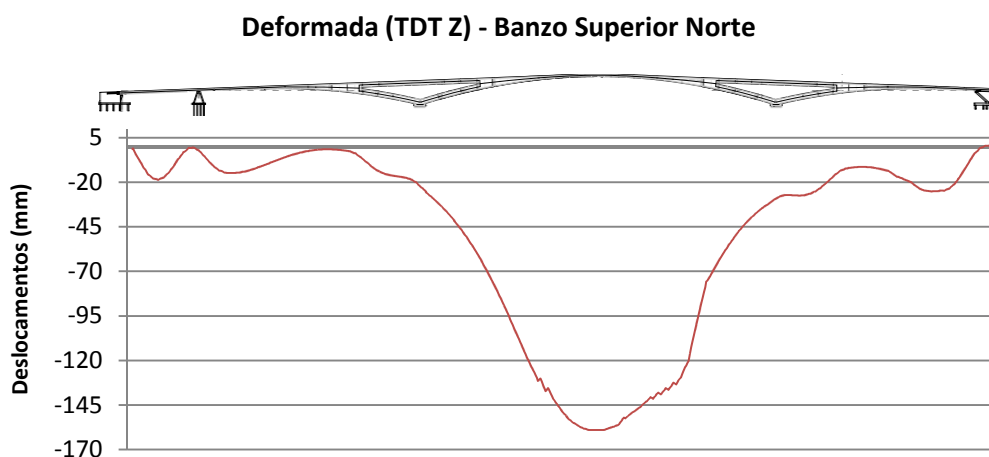


Fig.5.15 – Deslocamentos verticais do tabuleiro admitindo o comportamento elástico do betão, em mm.

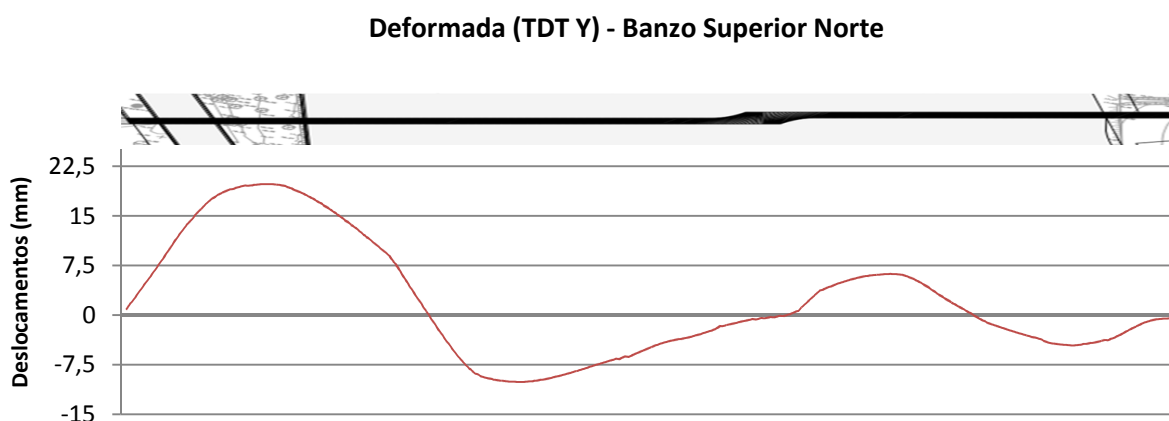


Fig.5.16 – Deslocamentos transversais do tabuleiro admitindo o comportamento elástico do betão, em mm.

Refira-se que os valores dos deslocamentos e das tensões (os últimos apresentados em seguida) referem-se aos elementos de barra que definem os alinhamentos superiores, norte e sul, do banzo da secção transversal, representados na Figura 5.12 (b).

Relativamente ao desenvolvimento das tensões segundo o eixo longitudinal da ponte verificam-se, de acordo com a Figura 5.17, e tal como esperado, tensões de compressão na zona de meio – vão, com um valor máximo de aproximadamente 50 MPa, e tensões de tracção nas zonas dos apoios, mais representativas nas secções sobre o pilar e sobre a célula triangular nascente, com um valor de aproximadamente 70 MPa. A brusca redução das tensões de compressão na zona de meio – vão deve-se à descontinuidade dos elementos de barra introduzida pela “praça” central, que é igualmente perceptível na forma da deformada, podendo ser desprezada.

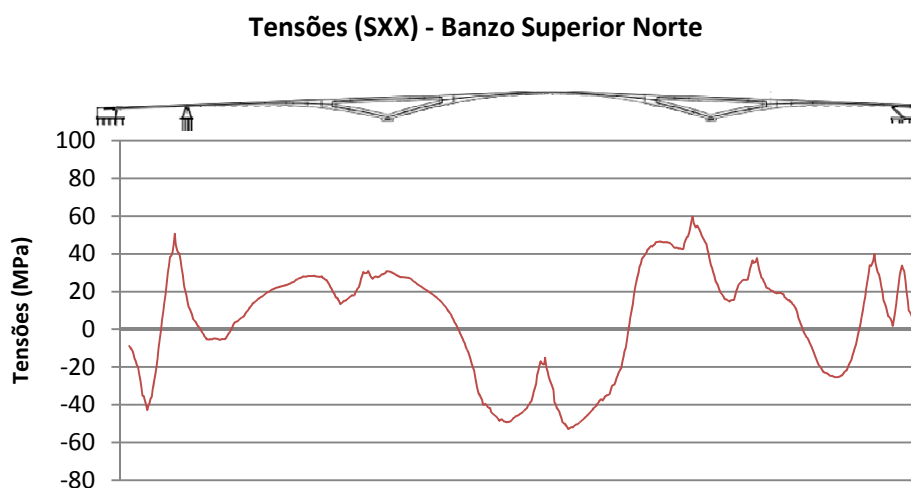


Fig.5.17 – Tensões de Gauss ao longo do banzo superior do elemento de aço, em MPa.

Por último, são apresentadas, no Quadro 5.1, as reacções obtidas no arranque do arco nascente (Figura 5.14).

Quadro 5.1 – Reacções no arranque do arco nascente, admitindo o comportamento elástico do betão.

Tipo de Reacção	Valores obtidos (KN, KN.m)
Fx	-1270
FY	-235
FZ	2163
MX	-378
MY	888

5.3.3. RESPOSTA ESTRUTURAL ADMITINDO O COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO DO BETÃO

5.3.3.1 LEI DA FLUÊNCIA DO CEB – FIP MODEL CODE 1990

A equação constitutiva da viscoelasticidade linear com maturação pode ser expressa em termos da função de fluência, segundo a expressão (4.30) ou em termos da função de relaxação, segundo a expressão (4.33), sendo a primeira mais adequada a estudos em que as acções dominantes são forças aplicadas, enquanto a segunda é mais adequada a estudos em que as acções dominantes são deformações impostas.

No cálculo computacional da reposta ao longo do tempo de grandes estruturas, como é o caso de pontes, a utilização directa das expressões constitutivas do tipo integral, expressões (4.30) e (4.33), é extremamente dispendiosa, quer em termos de tempo de cálculo quer em termos de memória de armazenamento da história de tensões – deformações, tornando-se recomendável o recurso às formas degeneradas das funções de fluência e de relaxação. Estas são dadas pelos correspondentes desenvolvimentos em séries de Dirichlet com coeficientes variáveis, expressões (4.36) e (4.37), as quais equivalem a uma associação do tipo cadeias de Kelvin e a uma associação em paralelo do tipo cadeias de Maxwell, respectivamente.

O programa de análise estrutural utilizado (*TNO DIANA*) realiza automaticamente uma análise viscoelástica linear baseada nos desenvolvimentos em séries de Dirichlet, quando seleccionada a lei de previsão da fluência. Assim, as propriedades das cadeias, η_i e $a_i(t_i)$, serão definidas de acordo com a lei de previsão adoptada, sendo apenas necessário introduzir os dados relativo a essa mesma lei. No caso da norma europeia foram introduzidos os dados apresentados no Quadro 5.2, referentes às variáveis caracterizadas no ponto 3.4.2.

Quadro 5.2 – Dados relativos à lei de previsão do CEB – FIP Model Code 1990.

Dados	Valores adoptados
Módulo de Elasticidade do Betão aos 28 dias (E_{cm})	33,5 GPa
Resistência Média do Betão à compressão aos 28 dias (f_{cm})	43 MPa
Idade do Carregamento (t_0)	28 dias
Espessura Equivalente do Elemento (h_0)	217 mm
Tipo de Cimento	Classe NR
Humidade Relativa (RH)	60 %
Temperatura ($T(\Delta t_i)$)	20 °C

As propriedades resistentes do betão, E_{cm} e f_{cm} , adoptadas neste estudo estão em concordância com o modelo e o projecto de estruturas da ponte, definidas segundo a classe C35/45 do EC2. A espessura equivalente do elemento obteve-se a partir da razão entre o dobro da área da secção transversal da laje de betão A_c , com 434.9 mm, e o perímetro em contacto com a atmosfera u , com 4000 mm. Neste estudo inicial, admitiu-se como ponto de partida uma humidade relativa de 60%, a idade de carregamento aos 28 dias, uma temperatura média do ar de 20°C e um cimento do tipo NR. Estes parâmetros serão variados em estudos posteriores, realizando-se assim uma análise de sensibilidade a essas variáveis.

A discretização no domínio do tempo foi realizada seguindo um esquema de incrementos logarítmicos ao passo de tempo, propostos pelo programa de análise estrutural, até um período de 12000 dias (≈ 33 anos). As acções consideradas referem-se, naturalmente, à fluência e ao peso próprio dos elementos estruturais.

É importante referir a incompatibilidade do programa de análise estrutural na simulação dos efeitos reológicos em materiais ortotrópicos. Com efeito, não será possível adicionar os efeitos da fluência à camada intermédia da laje mista, apresentada na Figura 5.12 (b). Esta dificuldade poderia ultrapassar-se adoptando na camada superior uma espessura equivalente, que admitiria os efeitos da camada ortotrópica. No entanto, uma vez que esta camada tem uma espessura de reduzidas dimensões optou-se por negligenciar esta alteração, sendo apenas simulados os efeitos da fluência produzidos pela camada superior.

Análise dos Resultados

Por definição, o mecanismo de fluência pode ser entendido como uma deformação crescente ao longo do tempo sob uma tensão constante, resultante de alterações na estrutura interna do material provocadas por fenómenos de origem física e química. A resposta estrutural verificada nesta análise está em concordância com a definição genérica do mecanismo de fluência. Este conduziu a uma evolução crescente nas deformações da estrutura sobre uma tensão constante, produzida apenas pela acção do peso próprio. Esta evolução, representada nas Figuras 5.18 e 5.19, resultou num aumento do deslocamento máximo na secção de meio – vão de, aproximadamente, 12%, relativamente ao valor de 160 mm obtido na análise elástica linear realizada anteriormente.

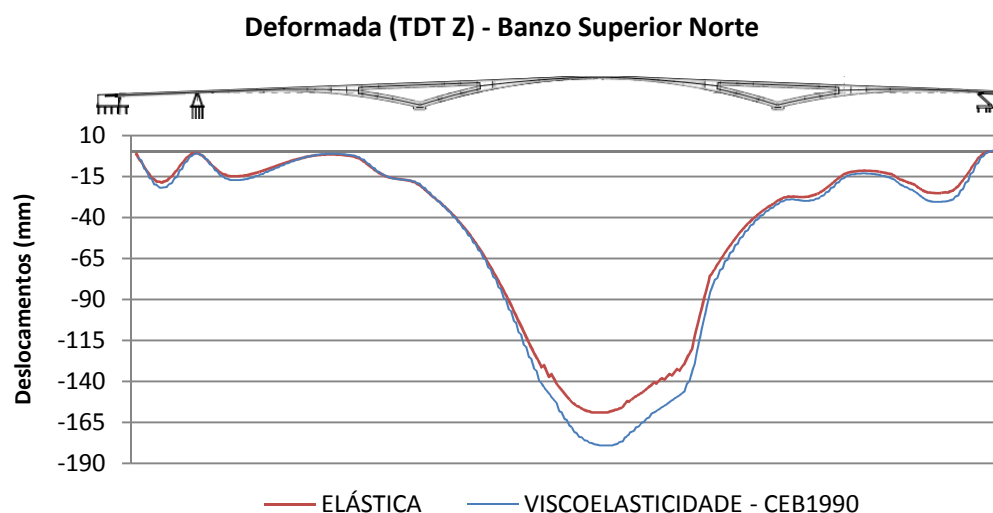


Fig.5.18 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte, devido ao efeito da fluência, em mm (CEB1990).

Como foi referido no capítulo 3, a evolução das extensões por fluência no tempo é caracterizada pelo aparecimento de três fases distintas, de acordo com a Figura 3.5. A primeira distingue-se por uma velocidade de deformação decrescente no tempo, a segunda por uma deformação mínima e

praticamente constante e a terceira, que apenas se manifesta para níveis de tensão elevados (superiores a $0,4 f_{ck}$), por um aumento gradual da velocidade de deformação até se atingir a rotura diferida.

A Figura 5.19 permite distinguir o efeito das duas primeiras fases de evolução das extensões por fluência do betão no desenvolvimento do deslocamento da secção de meio – vão. A curva de evolução do deslocamento, estritamente crescente, sendo o sinal apenas indicativo da direcção do mesmo, caracteriza-se por um aumento significativo nas primeiras idades, verificando-se ao fim de 1 ano aproximadamente 80% do deslocamento total. No tempo, esta variação torna-se mais lenta e praticamente nula. A terceira fase não se verifica, uma vez que o elevado nível de tensões no betão, superior a 40% da sua resistência, não é atingido (tensão de compressão máxima com aproximadamente 8MPa, Figura 5.22).

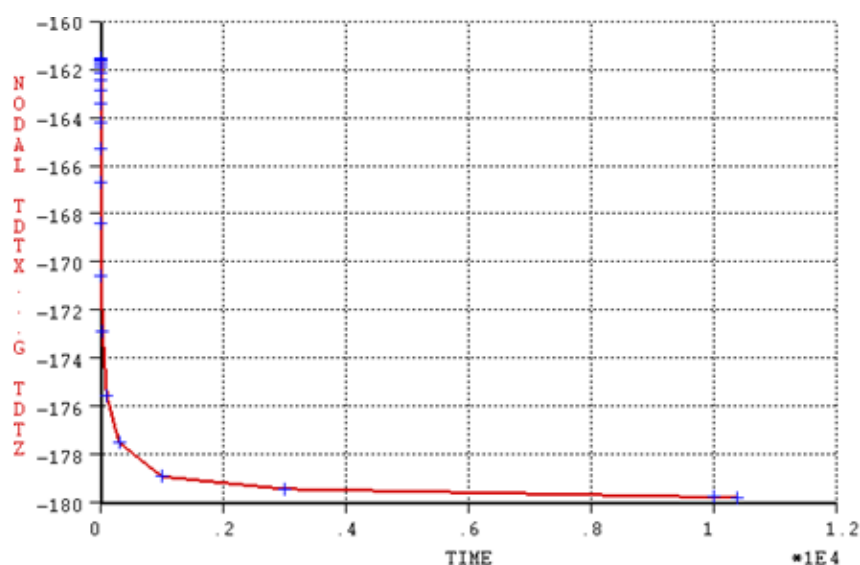


Fig.5.19 – Evolução do deslocamento na secção de meio – vão com o tempo, em mm (CEB1990).

Deformada (TDT Y) - Banzo Superior Norte

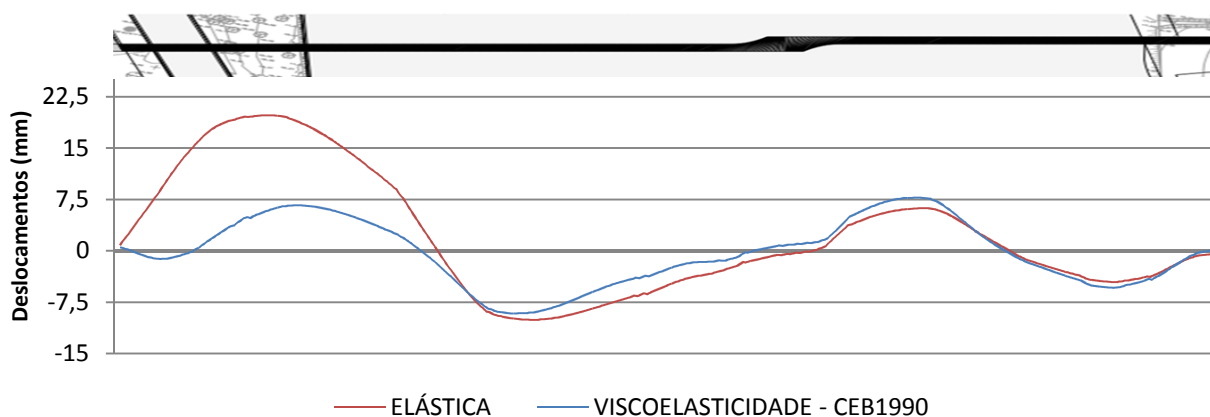


Fig.5.20 – Evolução dos deslocamentos transversais ao longo do perfil longitudinal da ponte, devido ao efeito da fluência, em mm (CEB1990).

A Figura 5.20 representa a evolução dos deslocamentos transversais ao desenvolvimento da ponte. Nesta verifica-se uma expressiva recuperação do deslocamento máximo de 60% (19 mm para 7,4 mm). Poderá assim dizer-se que o comportamento torsional da ponte será atenuado ao longo do seu período de vida.

É sabido que os fenómenos reológicos do betão produzem, sobre a acção de cargas estáticas, a redistribuição de tensões ao longo da secção transversal. No caso da fluência estas evoluem de acordo com as Figuras 4.20 e 5.21, esperando-se uma significativa redução no tempo das tensões de compressão na laje de betão, na secção de meio – vão, e um aumento das tensões de tracção e de compressão no banzo inferior e superior, respectivamente, do elemento de aço, na mesma secção.

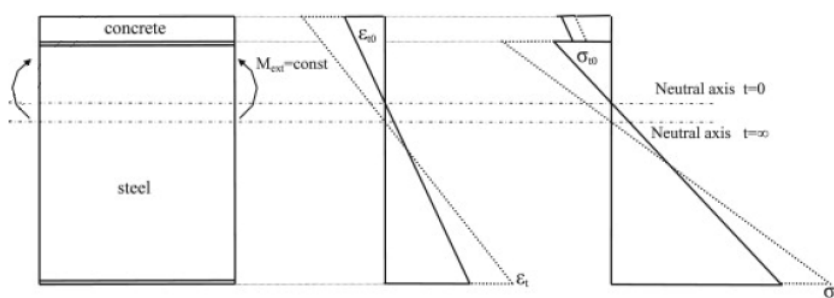


Fig.5.21 – Diagrama tipo da redistribuição de extensões e tensões ao longo da secção transversal devido à fluência (Tehami, M. *et al* 2009).

Tal como esperado, verificou-se um significativo relaxamento das tensões de compressão da laje de betão, na ordem dos 60%, para a região de meio – vão (Figura 5.22). Novamente, esta redução é mais significativa nas primeiras idades.

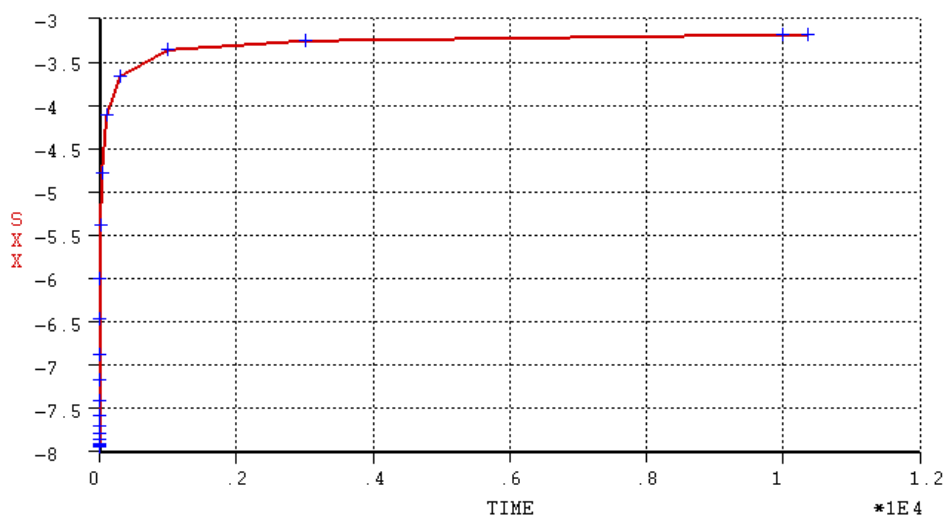


Fig.5.22 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (CEB1990).

O relaxamento das tensões de compressão no betão produz uma importante migração de tensões para o elemento de aço, conduzindo ao aumento das tensões de compressão no banzo superior deste

elemento. O sistema de conexão tem uma importância fundamental na redistribuição das tensões, podendo dizer-se, como demonstrado no estudo de Dezi, L *et al* (1998 e 1996) apresentado no ponto 4.4 desta dissertação, que quanto maior o grau de rigidez da ligação, maiores os níveis de redistribuição de tensões.

No caso concreto, a laje de betão encontra-se consideravelmente restringida pelos elementos de aço, conduzindo a um aumento de aproximadamente 21% nas tensões de compressão do banzo superior do caixão (Figuras 5.23 e 5.24).

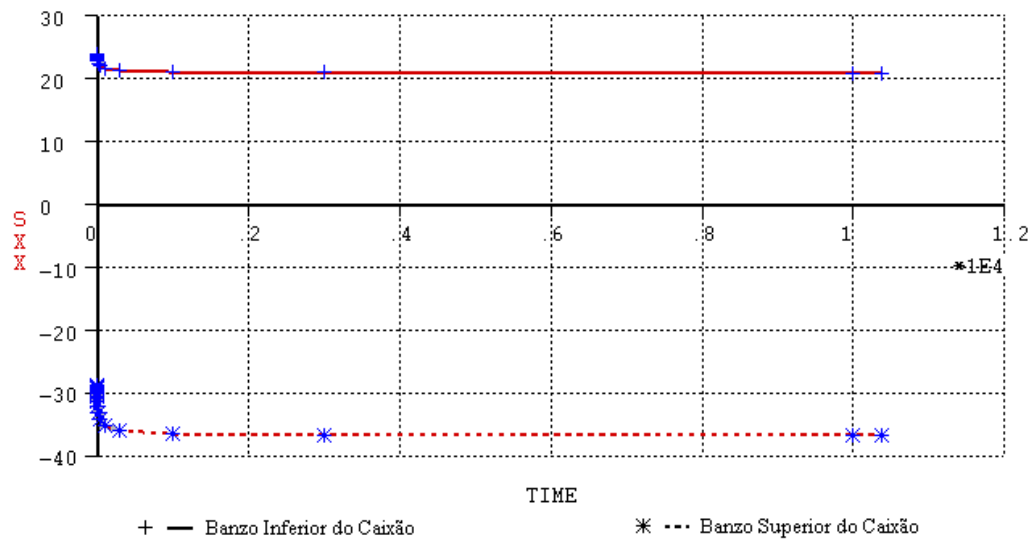


Fig.5.23 – Evolução das tensões nos banzos superior e inferior do caixão de aço, em MPa (CEB1990).

Da mesma forma, à medida que a rigidez da conexão aumenta, aumentam progressivamente as variações de tensão na viga de aço, podendo dizer-se que, idealmente, quando o grau de conexão tende para infinito a distribuição de tensões segue a relação linear (4.50). No caso específico a variação das tensões de tracção do banzo inferior de elemento metálico é aproximadamente metade, 11%, da variação obtida nas tensões de compressão do banzo superior do mesmo elemento.

A Figura 5.24 representa a evolução do diagrama de tensões ao longo da secção transversal de meio – vão. Ao contrário do diagrama tipo, apresentado na Figura 5.21, as tensões de tracção do banzo inferior do perfil metálico reduziram com o tempo, ocorrendo uma translação e uma ligeira rotação do diagrama de tensões. Se hipoteticamente o grau de conexão tendesse para infinito seguir-se-ia a relação (4.50), ocorrendo apenas a translação do diagrama de tensões. Este facto permitiria afirmar que a distribuição do momento flector no elemento de aço, $M_s(z, t)$, não varia no tempo e que as variações de tensão na viga de aço dever-se-iam exclusivamente ao relaxamento da força axial na laje de betão. Contrariamente, se o grau de conexão fosse nulo, as variações de tensões no elemento de aço dever-se-iam unicamente à distribuição do momento flector, verificando a ocorrência de uma flexão paralela entre este elemento e a laje de betão. No caso específico a variação de tensões na viga de aço ocorrerá devido a uma ligeira distribuição do momento flector com o tempo, correspondente à ténue rotação do diagrama de tensões e, em grande parte, devido ao relaxamento da força axial na laje de betão, produzida pela fluência.

Distribuição das tensões ao longo da secção transversal de meio - vão (SXX)

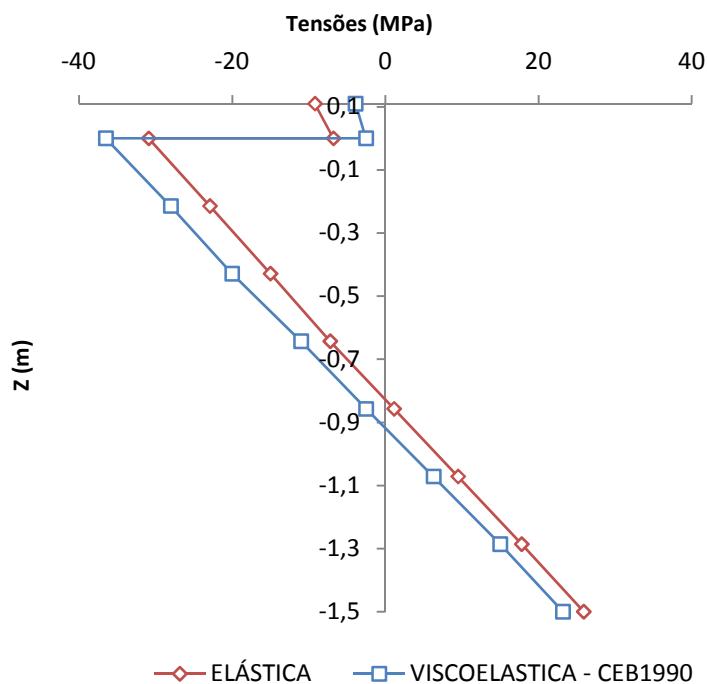


Fig.5.24 – Distribuição das tensões ao longo da secção transversal de meio – vão, em MPa (CEB1990).

Por sua vez, a distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte é representada na Figura 5.25, segundo os elementos de barra que definem os alinhamentos do banzo superior do caixão.

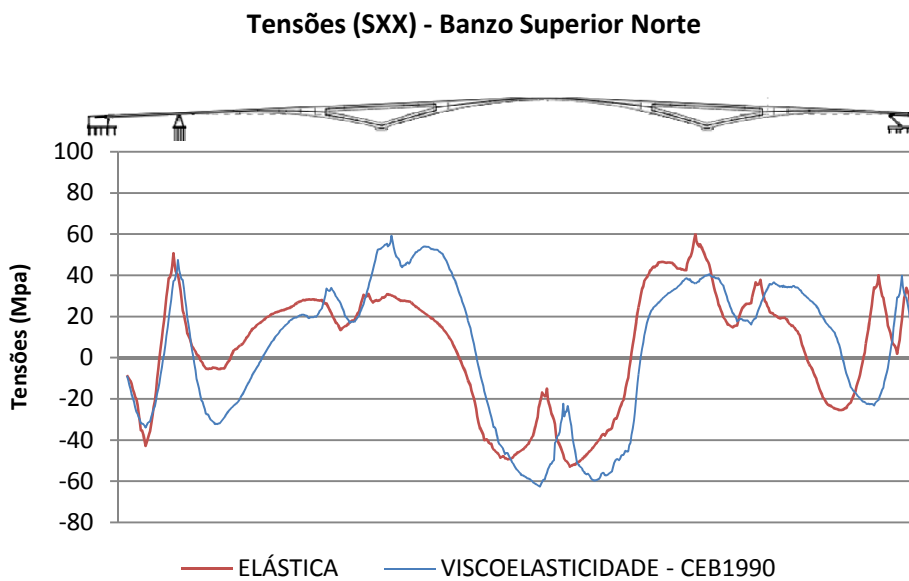


Fig.5.25 – Distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte, em MPa (CEB1990).

Na última figura são perceptíveis as regiões da ponte onde ocorrerão maiores níveis de redistribuição de tensões, distinguindo-se a zona de meio – vão (realça-se novamente o facto da recuperação das tensões nesta zona dever-se a descontinuidades nos elementos de barra, podendo ser negligenciada) e as zonas na proximidade do pilar e da célula triangular poente.

A redistribuição de tensões nas zonas dos apoios internos ocorrerá, naturalmente, de forma inversa à verificada para as secções de meio – vão, uma vez que, nas primeiras, o comportamento da secção transversal se caracteriza pelo desenvolvimento de tensões de tracção na laje de betão e pelo desenvolvimento de tensões de compressão no banzo inferior do caixão de aço. Esta alteração de comportamento poderá possibilitar a ocorrência das conhecidas cedências secundárias, por fendilhação da laje de betão ou por empenamento do banzo inferior do caixão metálico.

Assim sendo, apresenta-se na Figura 5.26 a distribuição de tensões ao longo da secção transversal na vizinhança da célula triangular poente, região que verifica um significativo aumento das tensões de tracção no banzo superior do caixão, tal como demonstra a Figura 5.25.

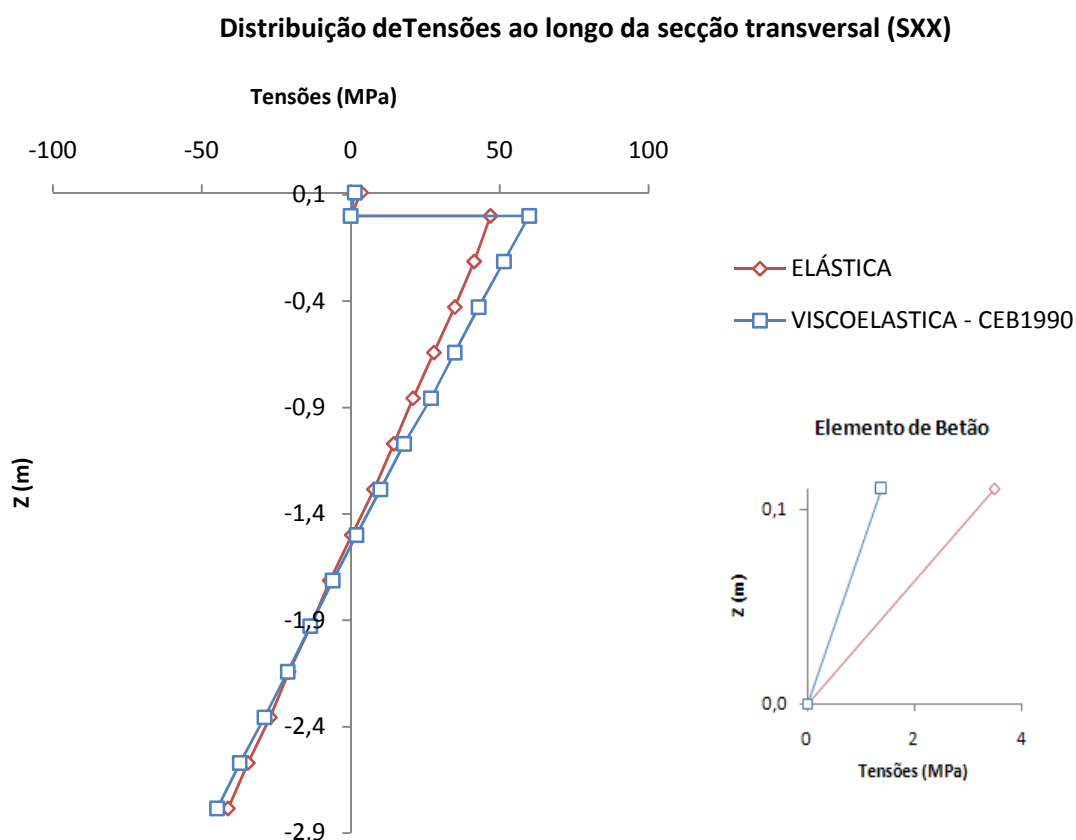


Fig.5.26 – Distribuição das tensões ao longo da secção transversal na proximidade da célula triangular poente, em MPa (CEB1990).

A distribuição de tensões nas zonas de momentos negativos caracteriza-se pela redução das tensões de tracção no banzo superior do elemento de betão, na ordem dos 60%, de 3,4 para 1,4 MPa, e por um ligeiro aumento das tensões no banzo inferior. No entanto este é pouco significativo uma vez que as tensões se apresentam praticamente nulas, na ordem de 0,1 Pa. Contrariamente, verifica-se um aumento

das tensões de tracção no banzo superior do caixão metálico de aproximadamente 20%, relativo a uma variação de 10MPa (41,5MPa para 51MPa). Este comportamento está de acordo com o esperado, como verificado na secção de meio – vão, pois o relaxamento das tensões no elemento de betão conduz à migração destas para o elemento de aço. Finalmente, as tensões de compressão no banzo inferior do perfil de aço verificam um aumento de apenas 8% (38,5MPa para 41,7MPa), logo a fluência não produzirá grande efeito na ocorrência de possíveis fenómenos de empenamento do banzo.

O mecanismo de fluência, sendo definido como uma evolução crescente das extensões no elemento de betão sobre tensão constante, poderá igualmente ser caracterizado pela evolução dos esforços axiais, segundo as expressões da resistência dos materiais definidas com base na Lei de Hooke.

As Figuras 5.27 e 5.28 apresentam a evolução dos esforços axiais, relativa aos elementos de barra que definem os alinhamentos do banzo superior do caixão, para as secções de meio – vão e na vizinhança da célula triangular poente, respectivamente.

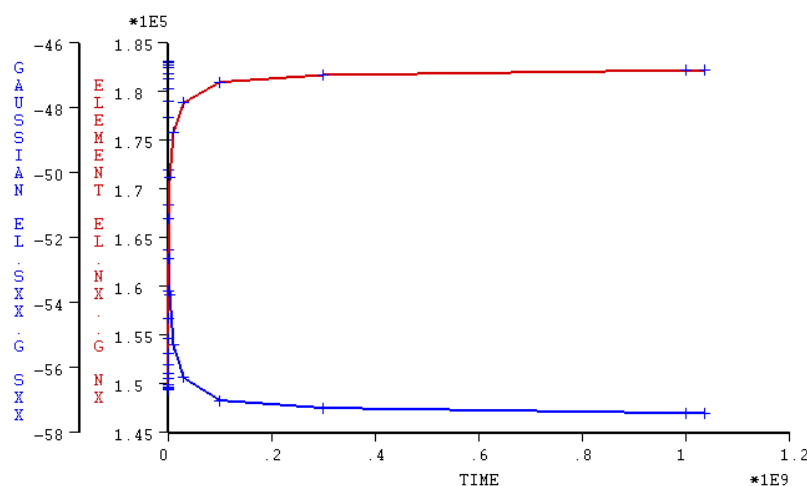


Fig.5.27 – Evolução das tensões e do esforço axial no tempo para secção de meio – vão, em MPa e N (CEB1990).

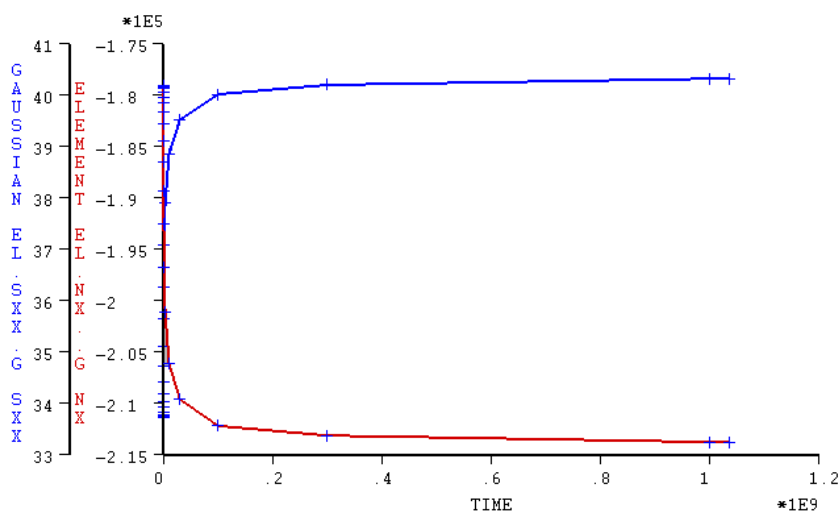


Fig.5.28 – Evolução das tensões e do esforço axial no tempo para secção na vizinhança da célula triangular poente, em MPa e N (CEB1990).

Em ambos os casos, verifica-se, tal como esperado e de acordo com a crescente evolução das extensões no elemento de betão, um aumento do esforço axial no elemento de aço, na ordem dos 16%. Este representa, não só uma significativa distribuição de tensões, como visto anteriormente, mas igualmente poderá representar uma significativa variação do valor das reacções nos apoios, que será tanto maior quanto maior o grau de hiperestaticidade da estrutura, devido aos designados efeitos secundários da fluência (Artigo 2.3.3, cláusula (2) da EN 1994-2:2005).

O Quadro 5.3 apresenta a evolução das reacções com o tempo no arranque do arco nascente. Observa-se que no caso concreto esta evolução não será representativa, com uma variação máxima de 7% relativa aos momentos na direcção y e uma variação de 4,3% na reacção horizontal segundo a direcção x, apesar do aumento de 22% do esforço axial no banzo superior do elemento de aço (de 180 KN para 215KN).

Quadro 5.3 – Evolução das reacções no arranque do arco nascente com o tempo (CEB1990).

Tipo de Reacção	Valores obtidos (KN, KN.m)	
	Instante Inicial (t_0)	Instante Final (t_∞)
Fx	-1270	-1327
FY	-235	-246
FZ	2163	2176
MX	-378	-353
MY	888	826

No Anexo B desta dissertação serão apresentadas algumas imagens representativas da resposta estrutural da ponte e do desenvolvimento de tensões ao longo da mesma.

5.3.3.2 LEI DA FLUÊNCIA DO ACI209R-92

Tal como no caso do CEB – FIP 1990, o programa de análise estrutural simula os efeitos da fluência definidos pela norma norte – americana desenvolvendo a função constitutiva da viscoelasticidade linear segundo séries de Dirichlet, prescindindo assim de um armazenamento total da história de tensões. Neste caso, as propriedades das cadeias equivalentes, η_i e $a_i(t_i)$, serão definidas segundo a lei de previsão do ACI209R-92, sendo para tal necessária a introdução dos dados apresentados no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Dados relativos à lei de previsão do ACI209R-92.

Dados	Valores adoptados
Módulo de Elasticidade do Betão aos 28 dias (E_{cm})	33,5 GPa
Resistência Média do Betão à compressão aos 28 dias (f_{cm})	43 MPa
Idade do Carregamento (t_0)	28 dias
Espessura Equivalente do Elemento (h_0)	217 mm
Tipo de Cura	Húmida
Abaixamento do Betão (s)	70 mm
Humidade Relativa (RH)	60 %
Temperatura ($T(\Delta t_i)$)	20 °C
Percentagem de Vazios (a)	7 %
Percentagem de Finos (f)	60 %
Quantidade de Cimento (c)	450 Kg/m ³

Análise dos Resultados

As Figuras 5.29 e 5.30 comparam a influência das leis de previsão das normas europeia e norte – americana na resposta estrutural da ponte mista em estudo, representando a evolução dos deslocamentos e das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte para ambos os casos, respectivamente. Observam-se valores extremamente semelhantes, em que o deslocamento máximo varia apenas de 177 mm para 180 mm, representando uma diferença de 2%. Da mesma forma, o desenvolvimento de tensões ao longo do eixo axial da ponte mantém-se praticamente inalterado para ambos os casos.

O Quadro 5.5 compila os valores da evolução das tensões na secção de meio – vão, obtidos seguindo ambas as normas, relativamente à fibra superior da laje e aos banzos superior e inferior do elemento de aço. Os gráficos representativos desta evolução, no caso do ACI209R-92, são apresentados no Anexo C, sendo perceptível o idêntico comportamento do mecanismo de fluência no tempo, comparativamente à norma europeia, e verificando-se as esperadas primeira e segunda fases de evolução.

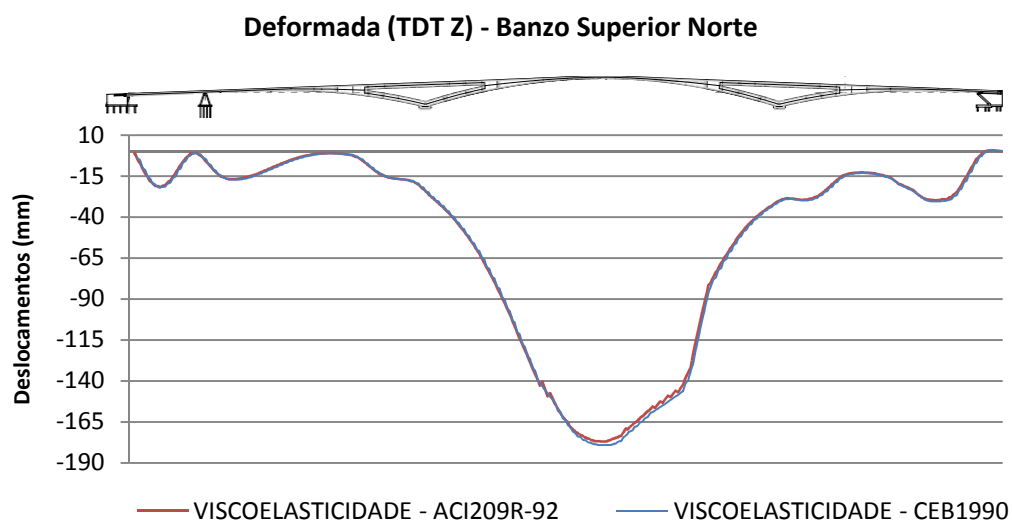


Fig.5.29 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte segundo o ACI209-R e o CEB1990, em mm.

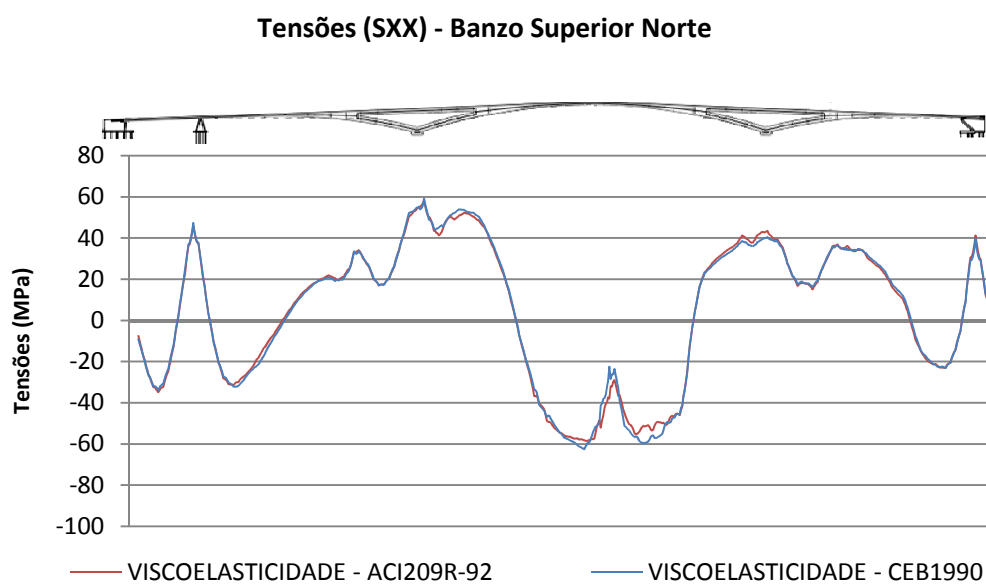


Fig.5.30 – Distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte segundo o ACI209R-92 e o CEB1990, em MPa.

Quadro 5.5 – Evolução das tensões na secção de meio – vão segundo o CEB1990 e o ACI209.

Dados	Tensões (MPa)	
	CEB-FIP1990	ACI209R-92
Fibra Superior da Laje		
Instante Inicial (t_0)	-8,0	-8,0
Instante Final (t_∞)	-3,2	-3,6
Variação	60,0%	55,0%
Banzo Superior do Caixão de Aço		
Instante Inicial (t_0)	-28,7	-28,7
Instante Final (t_∞)	-36,5	-35,0
Variação	21,4%	18,6%
Banzo Inferior da Caixão de Aço		
Instante Inicial (t_0)	24,9	24,9
Instante Final (t_∞)	22,0	22,3
Variação	11,6%	10,4%

Poderá concluir-se desta forma, que ambas as leis de previsão produzem resultados relativamente próximos na simulação dos efeitos da fluência, nas condições admitidas, sendo os valores referentes à norma europeia ligeiramente mais conservativos. Todavia, a variação máxima de 5%, referente às tensões na fibra superior da laje, não será significativa. As próprias leis de previsão possuem um grau de incerteza de 20%, associados à sua formulação empírica. Deverá notar-se que o caso em estudo refere-se a uma estrutura híbrida onde o elemento de betão constitui uma pequena parcela da estrutura global, podendo, no caso de estruturas onde este é mais representativo, ou até mesmo no caso de estruturas apenas constituídas por betão armado, verificar-se uma variação superior.

5.3.3.3 MÉTODOS ALGÉBRICOS

Na generalidade dos casos, a aplicação de métodos numéricos na análise dos efeitos reológicos constitui uma solução extremamente morosa e dispendiosa em termos de capacidade de processamento. Com efeito, as principais normas de projecto preconizam métodos de análise simplificados, assentes em quantidades algébricas, que poderão ser adoptados no caso de estruturas com sistemas construtivos e histórias de carga elementares.

Estes métodos algébricos baseiam-se no conhecido método do módulo efectivo, definido de acordo com a expressão (4.3). A norma europeia EN 1994-2: 2005 assenta neste método, propondo factores de correcção dos efeitos da fluência que têm em conta o tipo de acção imposta na estrutura, os quais estão associados ao método do módulo efectivo com idade ajustada (expressão (4.27)), tal como referido no ponto 4.2.1 desta dissertação.

Uma vez que neste estudo de caso são apenas considerados os efeitos do peso próprio da estrutura (acções permanentes) e os efeitos da retracção (ver ponto 5.3.4), serão admitidas as razões modulares

definidas pelas expressões (4.8) e (4.9), relativas à retracção e às cargas permanentes, respectivamente. A primeira expressão assenta num valor do factor de fluência igual a 0,55, procurando simular o efeito de uma determinada acção (a retracção e efeitos secundários da fluência) que aumenta com o tempo, de forma linear e que provoca o desenvolvimento de forças internas na estrutura. Por sua vez, a expressão referente às acções permanentes define-se por um factor de fluência de 1,1, procurando simular o efeito de uma determinada acção que permanece constante no tempo, sendo a variação de 10% considerada apenas pelo facto da redistribuição de tensões devidas à fluência ser influenciada pela rigidez à flexão do elemento de aço, a qual é superior à rigidez do elemento de betão armado.

Assim sendo, seguindo-se as expressões (4.3), (4.8) e (4.9) obteve-se valores do módulo de elasticidade efectivo do betão de 6,5 GPa, para o caso do peso próprio, e 11 GPa, para o caso da retracção. O coeficiente de fluência, φ_t , foi determinado com base nas expressões do CEB-FIP1990 (ver pontos 5.3.3.4 e 3.4.2) obtendo-se um valor de 3.742.

Deste modo, será adoptada uma simples análise linear do comportamento do material, admitindo-se a perda de rigidez do elemento de betão a partir dos referidos módulos de elasticidade efectivos.

Análise dos Resultados

Os resultados obtidos mostraram-se plenamente desajustados, verificando-se uma deformação máxima a meio – vão de 163 mm e 162 mm, para o módulo efectivo que considera o efeito do peso próprio e para o módulo efectivo que procura simular os efeitos da retracção, respectivamente.

5.3.3.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS FACTORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DA FLUÊNCIA

A extensão por fluência no betão para uma idade qualquer, t , sujeita a uma tensão de compressão constante, σ_c , aplicada no instante t_o é definida pela expressão (3.25), sendo função do supramencionado coeficiente de fluência. Este coeficiente, como visto no ponto 3.4 deste trabalho, é deduzido com base em formulações empíricas, para condições ambientais e de tipo de betão standard. Partindo destas, são aplicados coeficientes correctivos que extrapolam o valor do coeficiente de fluência para as restantes situações possíveis, tendo sempre presente um intervalo de valores admissível e recomendável.

No capítulo 3 referiu-se que a evolução da fluência é influenciada por factores internos e externos. O EC2, e reciprocamente o CEB-FIP1990, distingue a humidade relativa do ar envolvente (RH), a capacidade resistente do betão à compressão aos 28 dias (f_{cm}) e a idade de carregamento (t_o) como sendo os parâmetros que maior influência produzirão nessa evolução. A temperatura média do ar ($T(\Delta t_i)$) e a espessura equivalente da peça (h_o) são igualmente considerados, corrigindo a idade do betão e o factor de correcção da humidade relativa, respectivamente.

A influência da humidade relativa do ar envolvente é tida em conta através do factor de correcção φ_{RH} , definido pela expressão (3.28). É neste factor de correcção que surge a primeira divergência entre o EC2 e o CEB-FIP1990. Enquanto o EC2 considera duas expressões distintas para a determinação do factor de correcção, em função da resistência à compressão do betão aos 28 dias, o CEB-FIP1990 considera uma única expressão, de tal forma:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,46 \sqrt[3]{h_o}} \quad (5.1)$$

A segunda divergência entre as referidas normas remete-se para a determinação do factor de correcção que tem em conta a capacidade resistente do betão à compressão aos 28 dias, definido pelo EC2 segundo a expressão (3.30) e pelo CEB-FIP1990 segundo a expressão:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{ck}}}} \quad (5.2)$$

A terceira, e última, divergência refere-se ao coeficiente β_H , que integra a expressão de cálculo (3.32). Este é definido pelo CEB-FIP1990 apenas pela expressão (3.33a), não se considerando a influência da resistência média do betão à compressão aos 28 dias.

Com base no exposto, e seguindo o modelo normativo CEB-FIP1990 proposto pelo programa de cálculo, será realizado um estudo paramétrico relativo a cada uma das referidas variáveis, alterando-se o valor do parâmetro em análise e mantendo-se os restantes de acordo com os pressupostos definidos no Quadro 5.2.

No Anexo D desta dissertação serão apresentados gráficos representativos da evolução das tensões na fibra superior do elemento de betão e nos banzos superior e inferior do elemento de aço para cada caso em análise, cujos valores se encontram compilados nos quadros expostos de seguida.

Análise dos Resultados

Peças conservadas em ambientes com humidades relativas mais baixas, ou seja, maiores gradientes de humidade, conduzem a maiores valores de fluência, agravados pelo aumento do quociente entre a superfície de evaporação e volume da peça. Fazendo variar a humidade relativa entre valores de 40, 60 e 80%, obteve-se a evolução dos deslocamentos verticais ao longo do desenvolvimento da ponte presente na Figura 5.31.

Como esperado, a deformada referente à humidade relativa mais baixa (40%) é a que apresenta deslocamentos superiores, com um valor máximo de 182 mm. Contrariamente, a deformada referente à humidade relativa mais elevada (80%) verifica deslocamentos mais reduzidos, com um valor máximo de 177 mm.

Foi visto anteriormente que o efeito da fluência do betão produz, no caso em estudo, um significativa variação das tensões de compressão na fibra superior da laje, na ordem de 60% para uma humidade relativa de 60%. Esta variação é agravada pela redução da humidade relativa, tal como apresentado no Quadro 5.6, podendo chegar aos 9% entre uma humidade relativa de 40% e uma humidade relativa de 80%.

É interessante notar os resultados obtidos para a humidade relativa de 80%. Estes aproximam-se mais significativamente dos valores resultantes do ACI209R-92, presentes no Quadro 5.5, verificando-se mesmo um comportamento idêntico na evolução das tensões de compressão na fibra superior da laje.

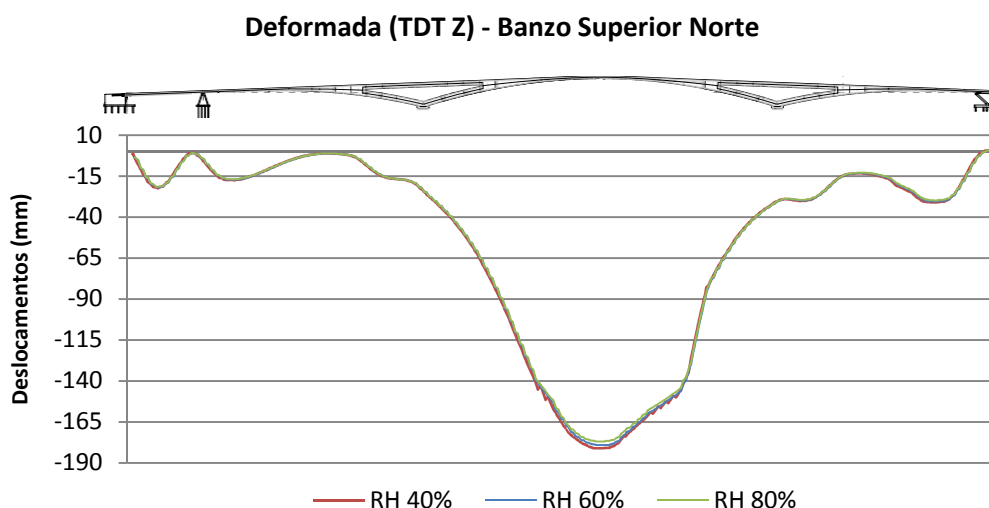


Fig.5.31 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para humidades relativas de 40, 60 e 80%, em mm.

Quadro 5.6 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para humidades relativas de 40, 60 e 80%.

Dados	Tensões (MPa)		
	40%	60%	80%
Fibra Superior da Laje			
Instante Inicial (t_0)	-8,0	-8,0	-8,0
Instante Final (t_∞)	-2,9	-3,2	-3,6
Variação	63,8%	60,0%	55,0%
Banzo Superior do Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	-28,7	-28,7	-28,7
Instante Final (t_∞)	-37,2	-36,5	-36,0
Variação	22,9%	21,4%	20,3%
Banzo Inferior da Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	24,9	24,9	24,9
Instante Final (t_∞)	21,6	22,0	22,2
Variação	12,6%	11,6%	10,8%

Por seu turno, a espessura equivalente da peça, que admite o efeito da geometria e o contacto com o meio ambiente, afectará o factor de correcção de humidade relativa, podendo dizer-se, de acordo com a Figura 5.32 e o Quadro 5.7, que valores inferiores da espessura equivalente conduzirão a um aumento na evolução das extensões por fluência no betão. Este comportamento vem ao encontro do esperado, uma vez que teoricamente valores inferiores da espessura equivalente, para uma secção

constante, conduzem a perímetros de exposição maiores ($h_o = 2A_c / u$, onde u é o perímetro de exposição), o que aumentará a influência dos factores externos, nomeadamente da humidade relativa. Assim sendo, no caso específico verificou-se para uma redução de 475 mm na espessura equivalente da peça um acréscimo de aproximadamente 13% nas tensões de compressão do betão, entre um h_o de 25 mm e um h_o de 500 mm.

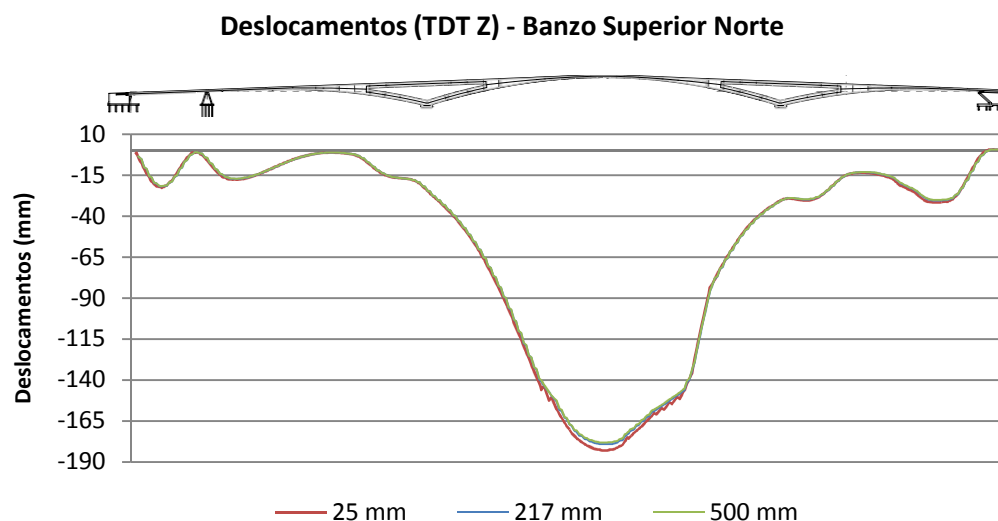


Fig.5.32 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para espessuras equivalentes de 25, 217 e 500 mm, em mm.

Quadro 5.7 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para espessuras equivalentes de 25, 217 e 500 mm.

Dados	Tensões (MPa)		
	25 mm	217 mm	500 mm
Fibra Superior da Laje			
Instante Inicial (t_0)	-8,0	-8,0	-8,0
Instante Final (t_∞)	-2,6	-3,2	-3,6
Variação	67,5%	60,0%	55,0%
Banzo Superior do Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	-28,7	-28,7	-28,7
Instante Final (t_∞)	-37,8	-36,5	-36,8
Variação	24,0%	21,4%	22,0%
Banzo Inferior da Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	24,9	24,9	24,9
Instante Final (t_∞)	21,4	22,0	22,1
Variação	14,1%	11,6%	11,2%

A resistência do betão à compressão aos 28 dias e a idade de carregamento são os factores, interno e externo, que maior efeito produzem na evolução da extensão por fluência, uma vez que se associam ao nível de maturação do betão. O primeiro está dependente das propriedades dos constituintes do material, da dimensão e do tipo de agregados, da proporção entre os diversos constituintes e da razão água/cimento, tal como referido no ponto 3.4 desta dissertação. Valores superiores da resistência do betão à compressão, obtidos com o aumento do nível de maturação, reduzem o efeito da fluência. Por sua vez, o modo como a idade do carregamento influencia a evolução da fluência está dependente do nível de maturação do betão à data do carregamento, sendo que quanto mais novo for o betão à data do mesmo maior a sua fluência.

A Figura 5.33 representa a evolução da deformação ao longo do desenvolvimento da ponte para diferentes valores da resistência do betão à compressão aos 28 dias, variando entre 20, 43 e 68 MPa. Verifica-se, como previsto, que valores inferiores da resistência de compressão do betão aos 28 dias produzem maiores extensões por fluência, aumentando o deslocamento máximo para 183 mm ($f_{cm} = 20$ MPa). Por seu lado, um aumento da resistência de compressão do betão f_{cm} reduz o valor máximo da deformação para 177 mm ($f_{cm} = 68$ MPa).

Analogamente, a evolução das tensões na secção de meio – vão para os diferentes casos, representada no Quadro 5.8, verifica o comportamento esperado, com uma variação máxima de 13% nas tensões de compressão da fibra superior da laje entre o f_{cm} de 20 MPa e o f_{cm} de 68 MPa.

Deverá realçar-se a evolução no tempo das tensões de compressão na fibra superior da laje, com uma variação de 68,8%, valor superior à dos restantes parâmetros.

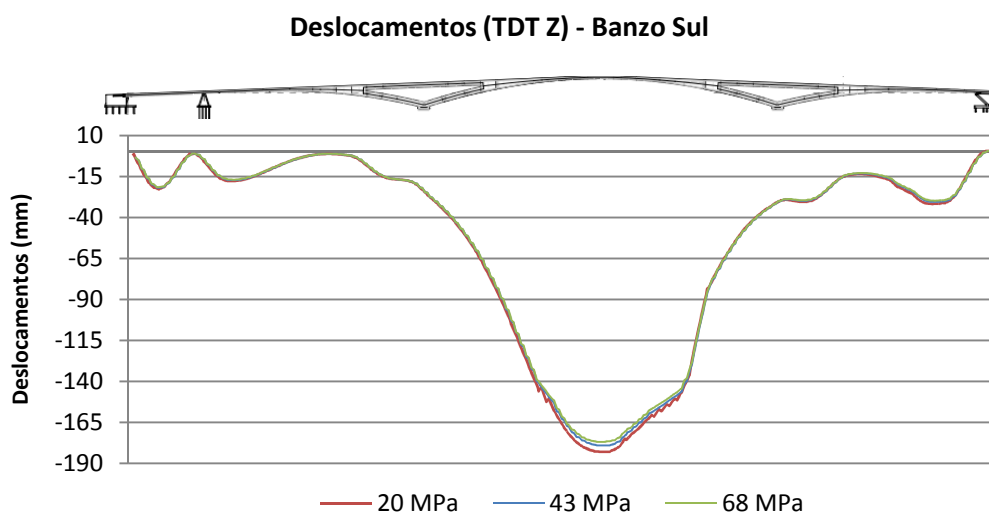


Fig.5.33 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para resistência à compressão de 20, 43 e 68 MPa, em mm.

Quadro 5.8 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para resistências à compressão de 20, 43 e 68 MPa.

Dados	Tensões (MPa)		
	20 MPa	43 MPa	68 MPa
Fibra Superior da Laje			
Instante Inicial (t_0)	-8,0	-8,0	-8,0
Instante Final (t_∞)	-2,5	-3,2	-3,6
Variação	68,8%	60,0%	55%
Banzo Superior do Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	-28,7	-28,7	-28,7
Instante Final (t_∞)	-37,7	-36,5	-36,0
Variação	31,4%	21,4%	20,3%
Banzo Inferior da Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	24,9	24,9	24,9
Instante Final (t_∞)	21,4	22,0	22,2
Variação	16,4%	11,6%	10,8%

Relativamente à idade do carregamento verifica-se uma significativa variação dos deslocamentos máximos entre idades de carregamento hipotéticas de 0 dias, com 187 mm, e 365 dias, com 174 mm (Figura 5.34). No entanto, é na evolução das tensões (Quadro 5.9) que esta variação se torna mais representativa, chegando aos 18% entre as referidas idades.

É possível notar nos valores expostos no Quadro 5.9 a relação entre a maturação do betão e a idade de carregamento. A consideração de um carregamento aos 0 dias reduziu significativamente a capacidade resistente do betão, associado a um grau de maturação nulo, e conduziu ao aumento das tensões de compressão no banzo superior do elemento metálico. Contrariamente, a admissão do carregamento ao fim de um ano permitiu um considerável acréscimo da capacidade resistente por maturação betão, na ordem dos 38%, o que, por seu turno, reduziu o nível de redistribuição de tensões ao longo da secção transversal da ponte.

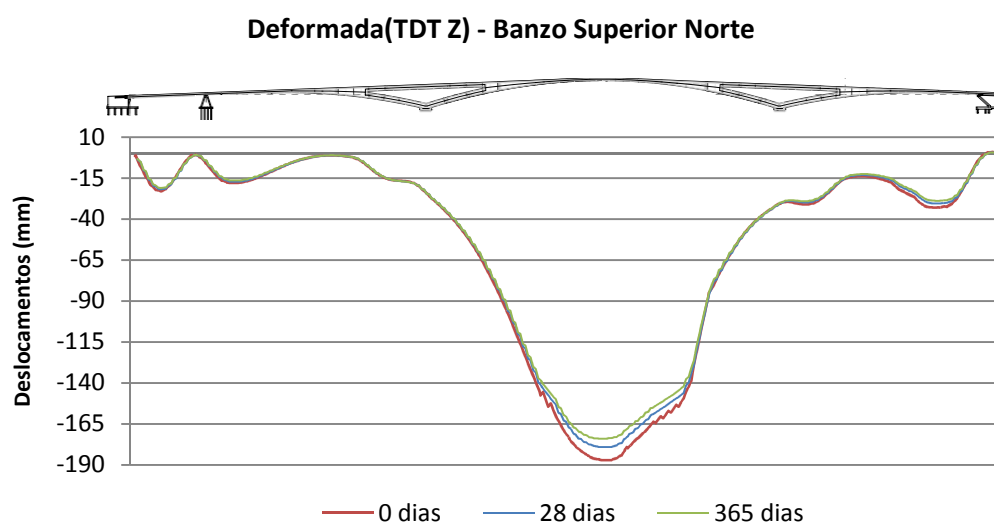


Fig.5.34 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para idades de carregamento de 0, 28 e 365 dias, em mm.

Quadro 5.9 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para idades de carregamento de 0, 28 e 365 dias.

Dados	Tensões (MPa)		
	0 dias	28 dias	365 dias
Fibra Superior da Laje			
Instante Inicial (t_0)	-5,3	-8,0	-8,5
Instante Final (t_∞)	-1,8	-3,2	-4,4
Variação	66,0%	60,0%	48,2%
Banzo Superior do Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	-33,3	-28,7	-27,7
Instante Final (t_∞)	-38,5	-36,5	-35,0
Variação	13,5%	21,4%	20,9%
Banzo Inferior da Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	23,3	24,9	-25,0
Instante Final (t_∞)	20,2	22,0	-22,8
Variação	13,3%	11,6%	8,8%

Finalmente, a temperatura afecta, de forma distinta, o desenvolvimento da fluência antes e após o carregamento. No primeiro caso, temperaturas mais elevadas aceleram a maturidade do betão, conduzindo a menores valores da fluência, contrariamente, no segundo caso, temperaturas mais elevadas aumentam a fluência.

A adopção de valores para a temperatura média do ar de 0, 20 e 80°C conduziram à evolução das deformações verticais na ponte presente na Figura 5.35, verificando-se uma deformação máxima de 187 mm relativa à temperatura de 0°C e uma deformação de 184 mm para uma temperatura de 80°C.

A temperatura é considerada na lei de previsão da fluência como um parâmetro que influencia o grau de maturação do betão, corrigindo a sua idade. Observa-se que uma temperatura de 0°C produz um comportamento equivalente à idade de carregamento de 0 dias, podendo dizer-se que corresponde a uma idade de maturação nula (Quadro 5.10). Por seu turno, a temperatura de 80°C traduz um ligeiro aumento do grau de maturação do betão, verificando-se uma tensão de compressão inicial na fibra superior da laje de 8,3MPa, valor superior às restantes. No entanto, a evolução por fluência, de 61,5%, é ligeiramente superior à verificada para uma temperatura de 20°C, o que poderá traduzir que temperaturas mais elevadas aumentam a fluência, como referido inicialmente.

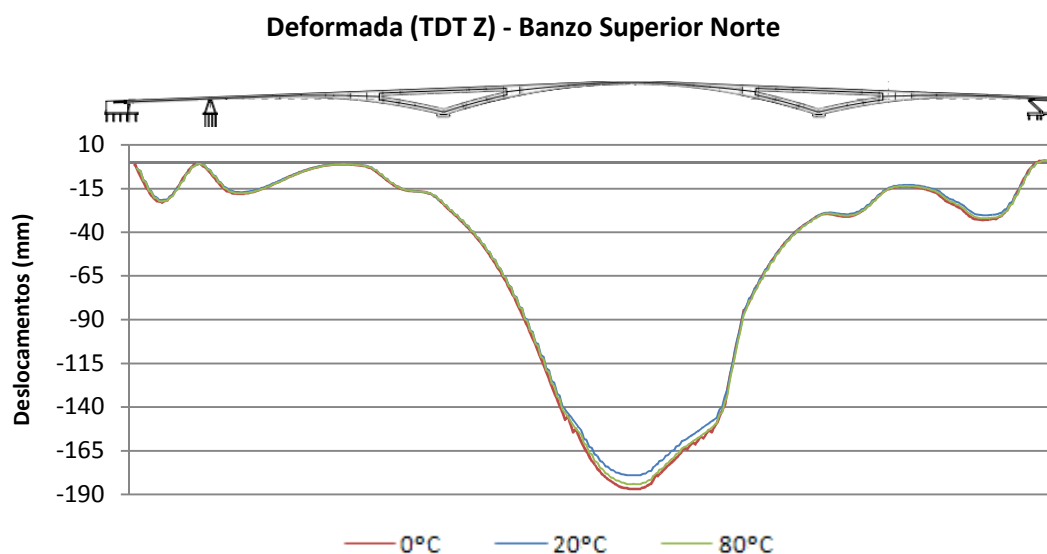


Fig.5.35 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para temperaturas de 0, 20 e 80°C, em mm.

Quadro 5.10 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para temperaturas de 0, 20 e 80°C.

Dados	Tensões (MPa)		
	0°C	20°C	80°C
Fibra Superior da Laje			
Instante Inicial (t_0)	-5,3	-8,0	-8,3
Instante Final (t_∞)	-1,8	-3,2	-3,2
Variação	66,0%	60,0%	61,5%
Banzo Superior do Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	-33,3	-28,7	-28,0
Instante Final (t_∞)	-38,5	-36,5	-38,0
Variação	13,5%	21,4%	26,3%
Banzo Inferior da Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	23,3	24,9	25,0
Instante Final (t_∞)	20,2	22,0	21,0
Variação	13,3%	11,6%	16,0%

5.3.4. RESPOSTA ESTRUTURAL ADMITINDO O EFEITO DA RETRACÇÃO DO BETÃO

5.3.4.1 LEI DA RETRACÇÃO DO CEB – FIP MODEL CODE 1990

A retracção de uma peça de betão é usualmente definida como sendo a variação das deformações que se verificam desde o final da compactação até ao estado limite de equilíbrio higrométrico com o ambiente, a temperatura constante, e na ausência de qualquer tensão aplicada. Na prática este fenómeno traduz-se no desenvolvimento de uma força axial ao longo da peça que evolui no tempo até ao referido equilíbrio, seguindo a dedução apresentada no ponto 4.3.1 deste trabalho.

Os efeitos da retracção deverão distinguir-se entre primários e secundários, em função do grau de hiperstaticidade da estrutura. Enquanto os efeitos primários geram simples momentos flectores em sistemas isostáticos, os efeitos secundários conduzem à variação dos valores das reacções nos apoios, dos momentos e das forças de corte, devido à incompatibilidade da curvatura gerada pelos efeitos primários nos apoios.

O programa de análise estrutural adoptado admite os efeitos da retracção partindo das leis de previsão das normas específicas, considerando-os como uma evolução das extensões na peça de betão, de acordo com a expressão (3.9). Para tal, no caso do CEB-FIP Model Code 1990 será necessário introduzir os dados expostos no Quadro 5.11.

Quadro 5.11 – Dados relativos à lei de previsão da retracção do CEB – FIP Model Code 1990.

Dados	Valores adoptados
Módulo de Elasticidade do Betão aos 28 dias (E_{cm})	33,5 GPa
Resistência Média do Betão à Compressão aos 28 dias (f_{cm})	43 MPa
Idade do Betão Após Cura (t_s)	0 dias
Espessura Equivalente do Elemento (h_o)	217 mm
Tipo de Cimento	Classe NR
Humidade Relativa (RH)	60 %

Novamente, as propriedades resistentes do material foram consideradas de modo a seguir o modelo e o projecto de estruturas da ponte, enquanto para os restantes pressupostos foram admitidos valores iniciais que serão variados e avaliados posteriormente, tal como no caso da fluência.

A discretização no domínio do tempo seguiu um idêntico esquema de incrementos logarítmicos ao passo de tempo, que se estenderá por um período de aproximadamente 33 anos. Mais uma vez, a camada intermédia da laje mista será desprezada, simulando-se apenas os efeitos da retracção devidos à camada superior.

Análise dos Resultados

Em traços gerais, o mecanismo de retracção caracterizar-se-ia pelo desenvolvimento de uma extensão livre da laje de betão se se desconsiderasse a interacção entre o betão e o aço. No entanto, esta interacção ocorrerá na prática gerando-se uma força de tracção auto-equilibrada na laje de betão, que procurará restabelecer o seu comprimento original e cujo valor é dado pela expressão (4.42). Por outro lado, a esta força de tracção irá opor-se uma segunda, de compressão, de igual valor e sentido contrário, que produzirá a flexão da secção mista (Figura 4.18). No caso específico, esta curvatura adicional conduziu a um aumento da deformação máxima da ponte na secção de meio – vão de 160 mm (análise elástica) para 168 mm. Deverá notar-se uma importante recuperação da deformação na vizinhança da célula triangular poente, de aproximadamente -15 mm para 10 mm, Figura 5.36.

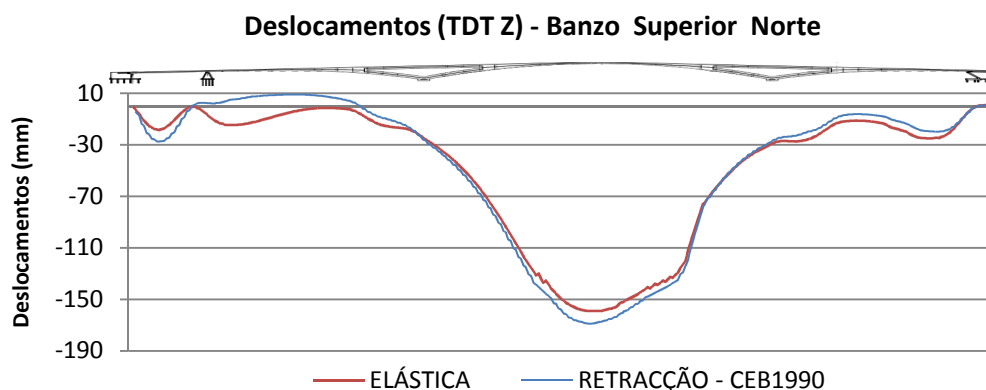


Fig.5.36 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte devido ao efeito da retracção, em mm (CEB1990).

A Figura 5.37 representa a evolução do deslocamento máximo na secção de meio – vão no tempo. Nesta é perceptível, tal como no caso da fluência, a existência de duas fases de evolução distintas, apesar de não se apresentarem de forma tão denunciada. Enquanto ao fim de um ano o deslocamento por fluência referia-se a 78% do deslocamento total, no caso da retracção refere-se apenas a 32% e ao fim de 8 anos (aproximadamente 0.3 na escala da figura) a 88%. Esta evolução decresce significativamente à medida que se caminha em direcção ao estado limite de equilíbrio higrométrico com o ambiente, a partir do qual se tornaria constante. Verifica-se que este equilíbrio não é atingido ao fim dos 33 anos em análise, podendo a evolução dos deslocamentos ter progredido ligeiramente, tal como se verá no ponto 5.3.4.2 relativamente à lei de previsão do ACI.

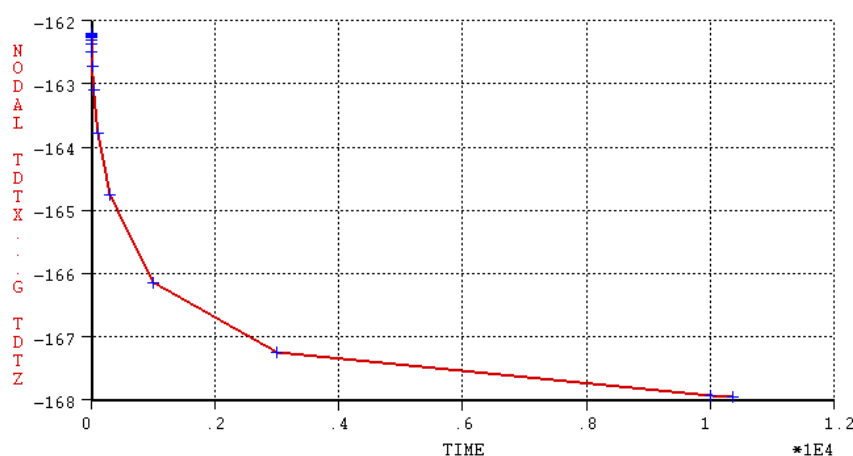


Fig.5.37 – Evolução do deslocamento na secção de meio – vão por retracção, em mm (CEB1990).

Deformada (TDT Y) - Banzo Superior Norte

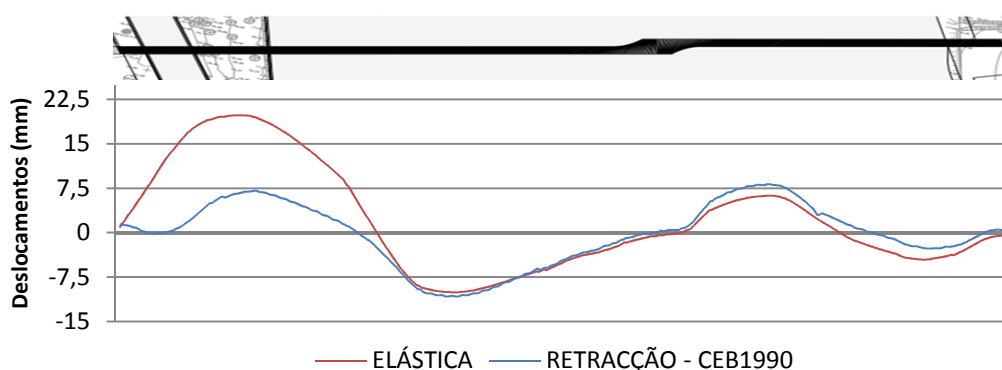


Fig.5.38 – Evolução dos deslocamentos transversais ao longo do perfil longitudinal da ponte devido ao efeito da retracção, em mm (CEB1990).

Por seu turno, o comportamento da ponte na direcção transversal ao seu desenvolvimento caracteriza-se por um aumento das deformações na vizinhança da célula triangular poente, devido ao aumento das torções nesta região, com uma variação de 12,6 %, de -11 mm para -12,7 mm.

Como referido anteriormente, em oposição à livre extensão da peça de betão tenderão a desenvolver-se forças de tracção nesse mesmo elemento, as quais produzirão naturalmente tensões de tracção,

definidas segundo a expressão (4.46). A Figura 5.39 expõe essa evolução, verificando-se uma redução das tensões de compressão na fibra superior do elemento de betão de 7,8MPa para tensões de tracção de aproximadamente 5 MPa, o que representa uma expressiva variação na ordem dos 160%.

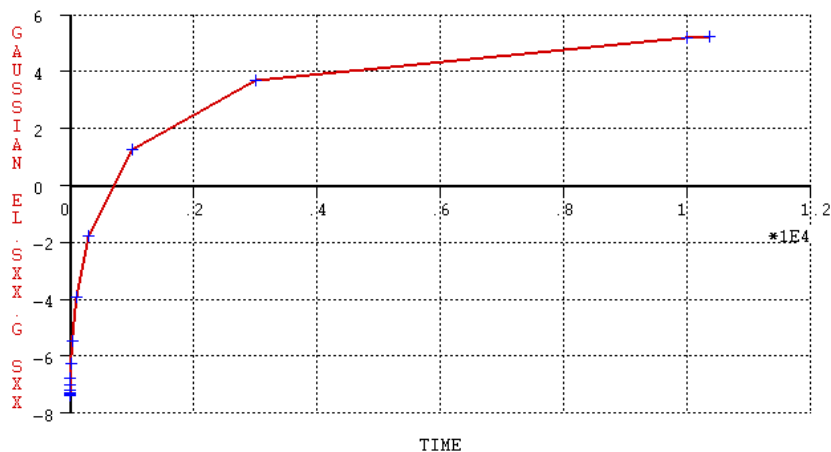


Fig.5.39 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão por retracção, em MPa (CEB1990).

Por seu lado, o elemento de aço ao opor-se à extensão do betão por retracção sofrerá um significativo aumento das tensões de compressão no banzo superior do caixão, na ordem dos 30 % (Figura 5.40), que será função do grau de rigidez do sistema de conexão, tal como referido no caso da fluência.

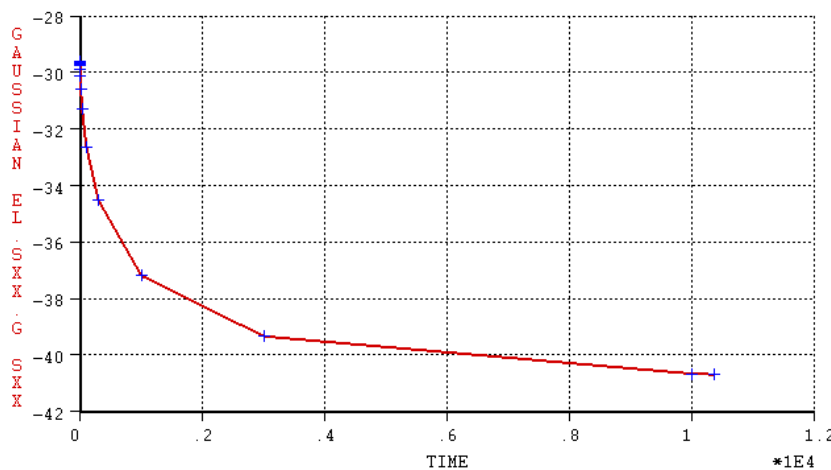


Fig.5.40 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço por retracção, em MPa (CEB1990).

Em paralelo ao aumento das tensões de compressão no banzo superior do caixão, observa-se a esperada redução das tensões de tracção no banzo inferior do mesmo, igualmente na ordem dos 30% (Figura 5.41). Todavia, a redução verificada no banzo superior é de 11,8 MPa, enquanto a redução verificada no banzo inferior é de 7,5 MPa, o que traduz o grau de rigidez do sistema de conexão. O mecanismo de retracção produz assim uma significativa translação e uma ligeira rotação do diagrama de tensões ao longo da secção transversal (Figura 5.42), podendo referir-se que no caso específico a

variação das tensões no elemento de aço ocorrerá devido a uma ligeira distribuição do momento flector no tempo e maioritariamente à força axial desenvolvida na laje de betão por acção da retracção.

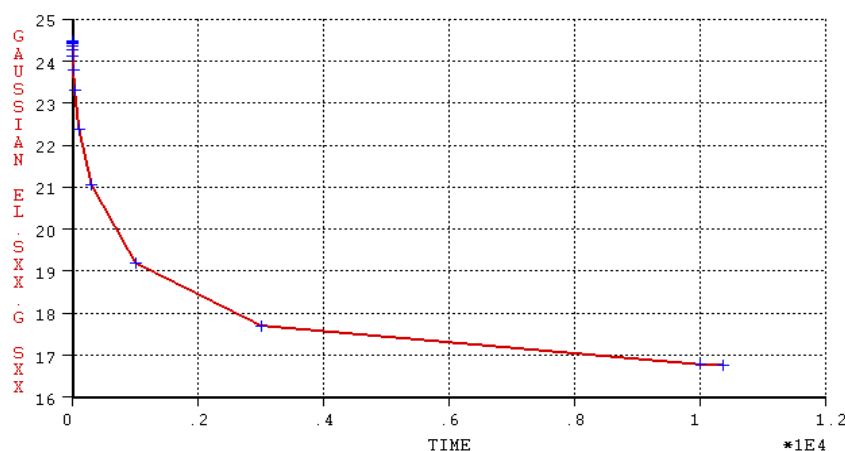


Fig.5.41 – Evolução das tensões no banco inferior do caixão de aço por retracção, em MPa (CEB1990).

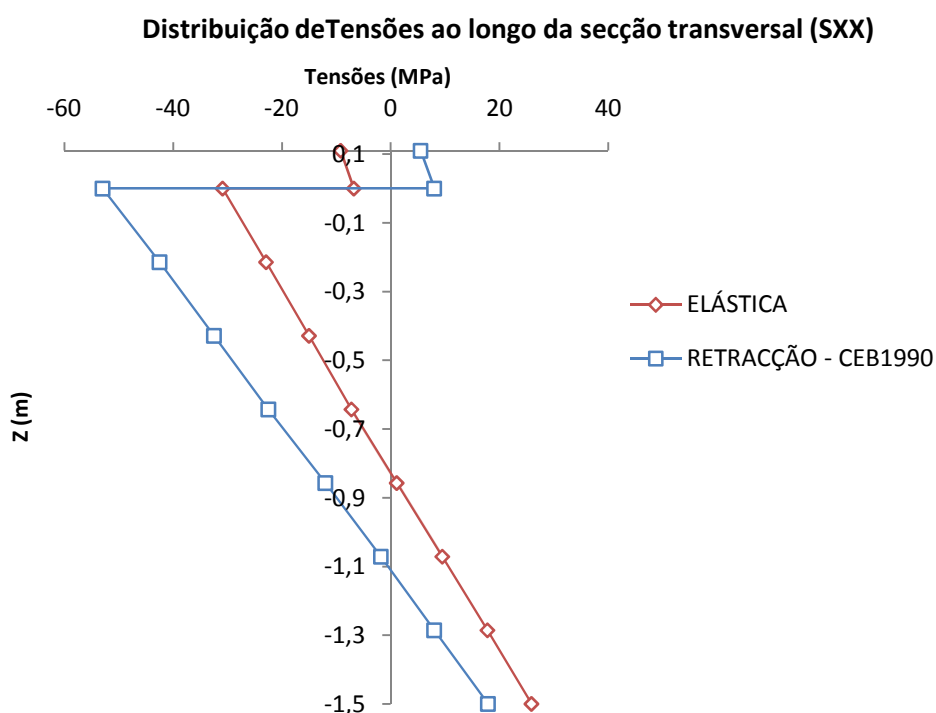


Fig.5.42 – Distribuição das tensões por retracção ao longo da secção transversal de meio – vão, em MPa (CEB1990).

Analogamente ao verificado na análise da Figura 5.36, que demonstrou uma importante recuperação dos deslocamentos na vizinhança da célula triangular poente, verifica-se na Figura 5.43 um significativo decréscimo das tensões de tracção no banco superior do caixão nessa mesma vizinhança, decorrente do aumento das tensões de tracção no elemento de betão imposto pela força auto-equilibrada.

O mecanismo de retracção, como é sabido, tem uma importante influência no desenvolvimento da fendilhação do betão, gerando, no caso em estudo, um aumento de 71% nas tensões de tracção da fibra superior da laje, de 3,4 MPa para 11,9 MPa. Com efeito, deverá prestar-se especial atenção a este fenómeno durante a fase de projecto.

Relativamente à ocorrência de possíveis fenómenos de cedência por empenamento do banzo inferior do caixão, a variação de 12% nas tensões de compressão (aumento de apenas 7,5MPa) exclui a sua possibilidade.

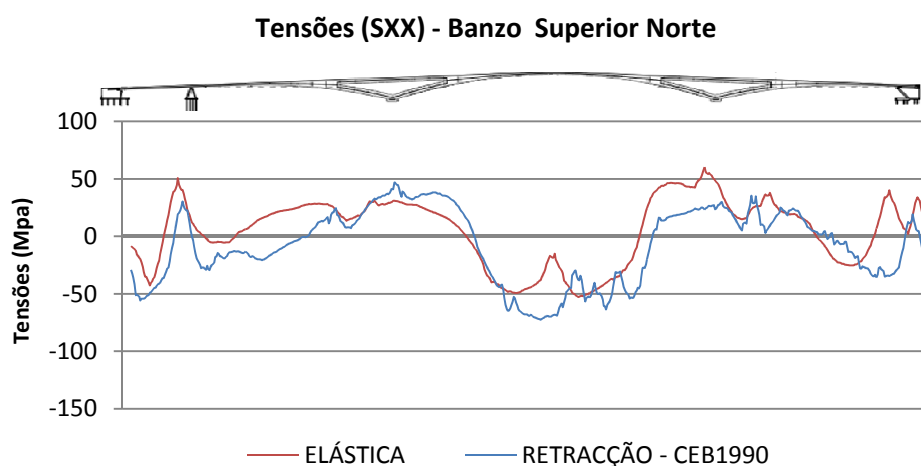


Fig.5.43 – Distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte por retracção, em MPa (CEB1990).

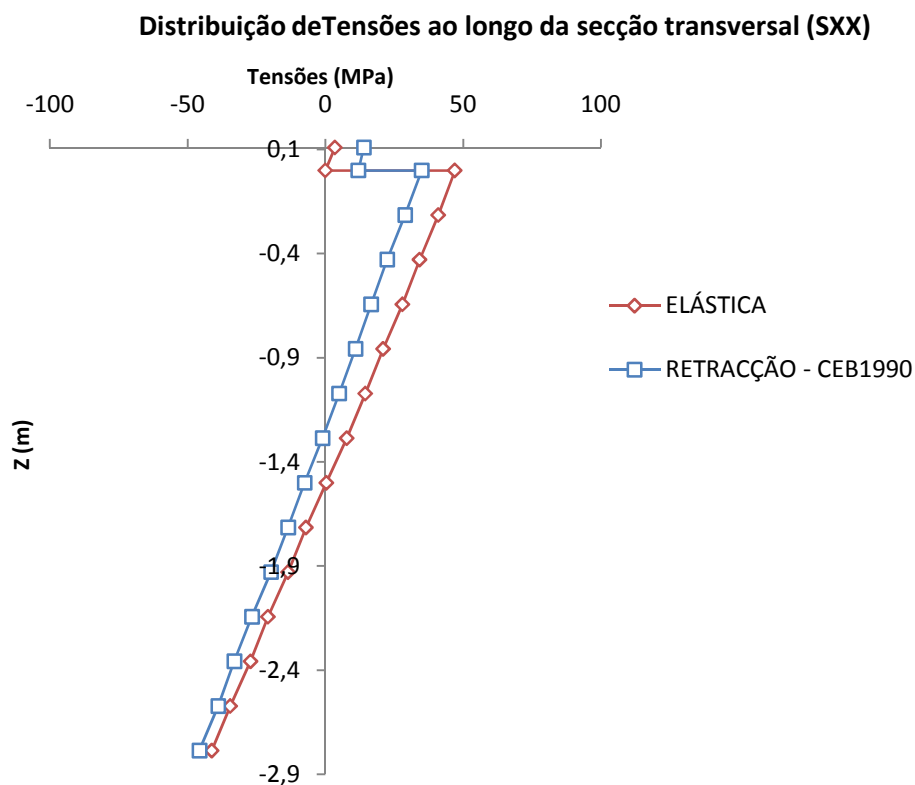


Fig.5.44 – Distribuição das tensões por retracção ao longo da secção transversal na proximidade da célula triangular poente, em MPa (CEB1990).

As Figuras 5.45 e 5.46 traduzem a evolução da força axial ao longo dos alinhamentos do banzo superior do caixão metálico na secção de meio – vão e na vizinhança da célula triangular poente, respectivamente. Observa-se o aumento da força axial na secção de meio – vão na ordem de 30% e a sua redução na região dos apoios internos na ordem de 35%, tal como verificado no caso das tensões. Note-se que comparativamente à evolução das forças axiais por fluência, a variação neste caso é acentuadamente mais representativa, na ordem do dobro, lembrando-se que no caso da fluência verificou-se uma variação de 150 KN para 180 KN na zona de meio – vão e de -180 KN para -215 KN na vizinhança da célula triangular poente.

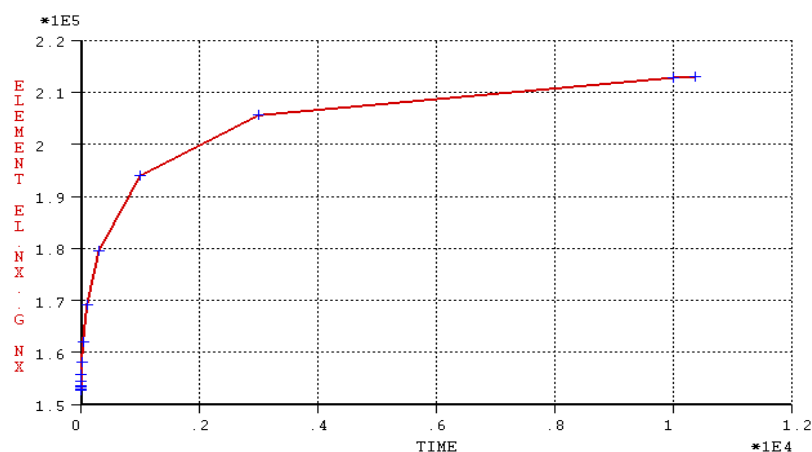


Fig.5.45 – Evolução do esforço axial por retracção na secção de meio – vão, em N (CEB1990).

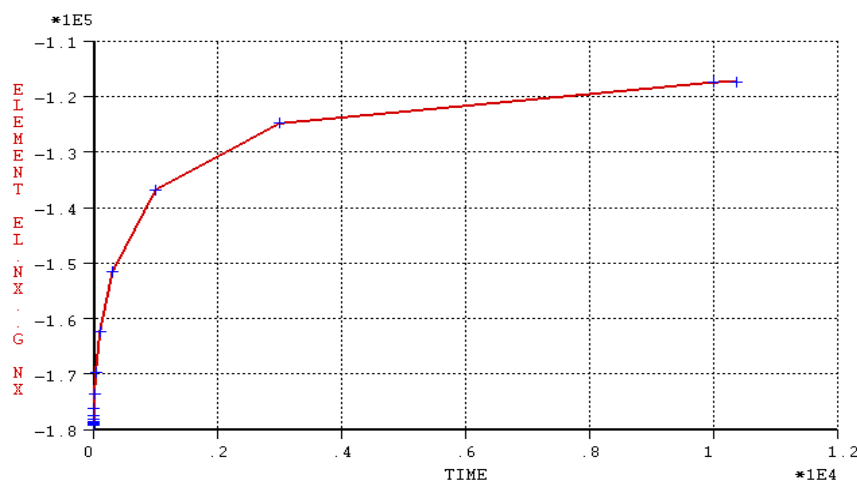


Fig.5.46 – Evolução do esforço axial por retracção na secção da vizinhança da célula triangular poente, em N (CEB1990).

Finalmente, a evolução das reacções no tempo é apresentada no Quadro 5.12. A retracção não terá grande influência nesta, para o caso específico, com uma variação máxima da reacção na direcção vertical de 6,5%.

Quadro 5.12 – Evolução das reacções no arranque do arco nascente devido à retracção (CEB1990).

Tipo de Reacção	Valores obtidos (KN, KN.m)	
	Instante Inicial (t_0)	Instante Final (t_{∞})
Fx	-1270	-1133
FY	-235	-251
FZ	2163	2313
MX	-378	-403
MY	888	993

Concluindo, os efeitos da retracção no comportamento estrutural da ponte em estudo caracterizam-se por uma significativa redistribuição de tensões ao longo da secção transversal, com uma variação máxima de 166% na fibra superior da laje de betão e de aproximadamente 30 % nos banzos inferior e superior do elemento metálico, não tendo especial relevância na evolução das deformações na secção de meio – vão, cuja variação máxima é de 4,8%. Contrariamente, os efeitos da fluência caracterizam-se por uma redistribuição de tensões ao longo da secção transversal menos significativa, na ordem dos 60% na fibra superior do elemento de betão e de 10% no banzo inferior do caixão em aço, porém conduzem a uma evolução da deformação na secção de meio – vão superior, na ordem dos 11%.

5.3.4.2 LEI DA RETRACÇÃO DO ACI209R-92

Novamente, o programa de análise estrutural admitirá a lei de previsão da retracção segundo o ACI209R-92 através da introdução dos respectivos dados, apresentados no Quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Dados relativos à lei de previsão da retracção do ACI209R-92.

Dados	Valores adoptados
Módulo de Elasticidade do Betão aos 28 dias (E_{cm})	33,5 GPa
Resistência Média do Betão à compressão aos 28 dias (f_{cm})	43 MPa
Idade do Betão Após Cura (t_s)	0 dias
Espessura Equivalente do Elemento (h_o)	217 mm
Tipo de Cura	Húmida
Abaixamento do Betão (s)	70 mm
Humidade Relativa (RH)	60 %
Tipo de Cimento	I
Percentagem de Vazios (a)	7 %
Percentagem de Finos (f)	60 %
Quantidade de Cimento (c)	450 Kg/m ³

Análise dos Resultados

Foi brevemente referido na análise dos resultados apresentados anteriormente, que ao contrário do CEB1990, a evolução dos efeitos da retracção segundo o ACI209 apresenta um desenvolvimento distinto no tempo, chegando a atingir o estado limite de equilíbrio higrométrico com o ambiente no horizonte de 33 anos. Como se apresenta nas Figuras 5.47 e 5.48 desenvolve-se uma deformação adicional na secção de meio – vão, que conduz a um valor do deslocamento máximo de aproximadamente 170 mm, superior aos 168 mm obtidos segundo o CEB1990. Todavia, esta variação de 1,2 % não será representativa.

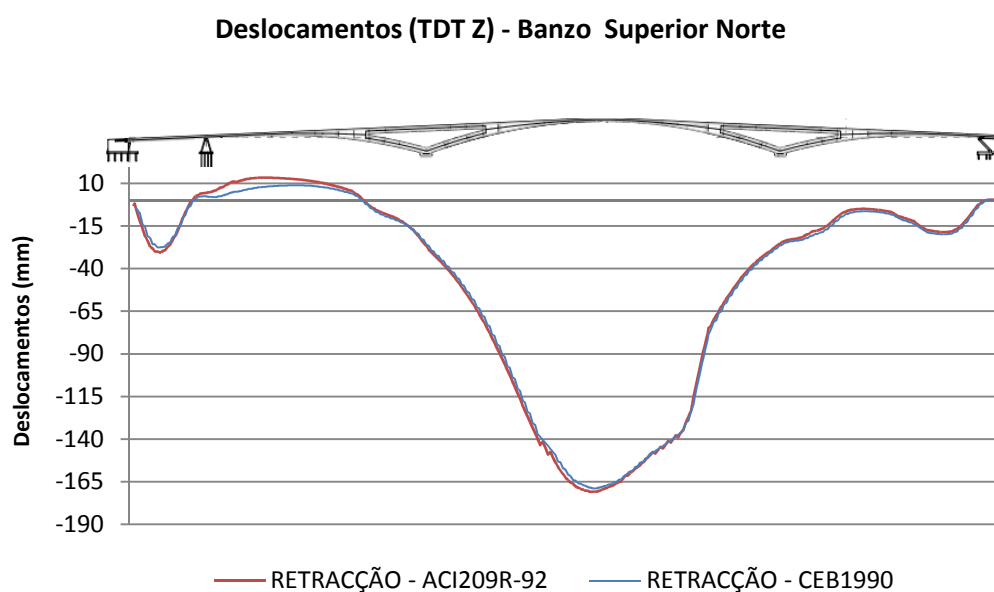


Fig.5.47 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte segundo o ACI209-R e o CEB1990, em mm.

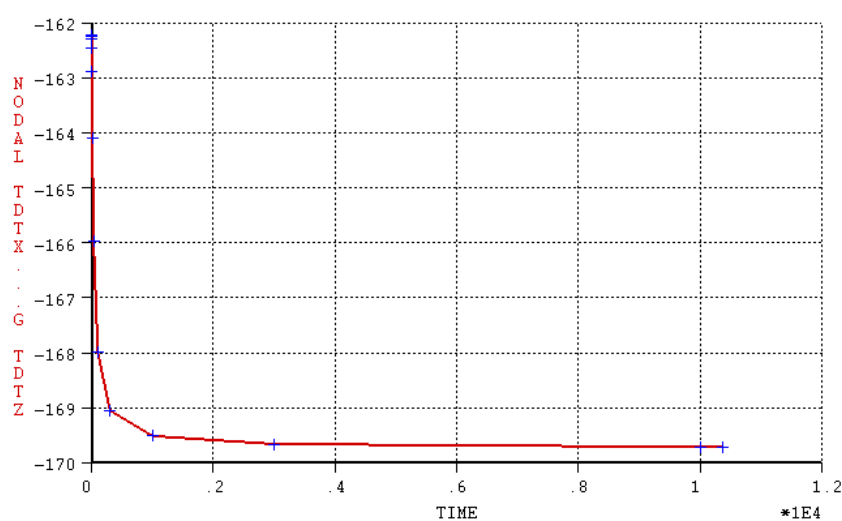


Fig.5.48 – Evolução do deslocamento na secção de meio – vão, em mm (ACI209).

Assim sendo, a evolução do mecanismo de retracção segundo o ACI209 diverge significativamente do mecanismo do CEB1990. Ao fim de 1 ano observa-se pelo ACI209 um deslocamento na secção de meio – vão idêntico ao valor máximo obtido pelo CEB1990 ao fim dos 33 anos, por outro lado, enquanto no ACI209, ao fim de 8 anos, é atingido o equilíbrio, verificando-se um valor de deformação constante, no CEB1990 verifica-se, na mesma idade, 88% do deslocamento total.

Da mesma forma, a evolução das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte agrava-se no caso do ACI209R-92, como apresentado na Figura 5.49. No Quadro 5.14 são compilados os valores limite da evolução das tensões ao longo da secção transversal da ponte a meio – vão, cujos gráficos representativos se encontram expostos no Anexo F.

Em concordância com o aumento dos deslocamentos na secção de meio – vão, observa-se um aumento das tensões ao longo da secção transversal, o qual é extremamente representativo na fibra superior da laje, chegando a divergir aproximadamente 50% dos valores obtidos pelo CEB1990. No banzo inferior do caixão o aumento é apenas da ordem dos 10%.

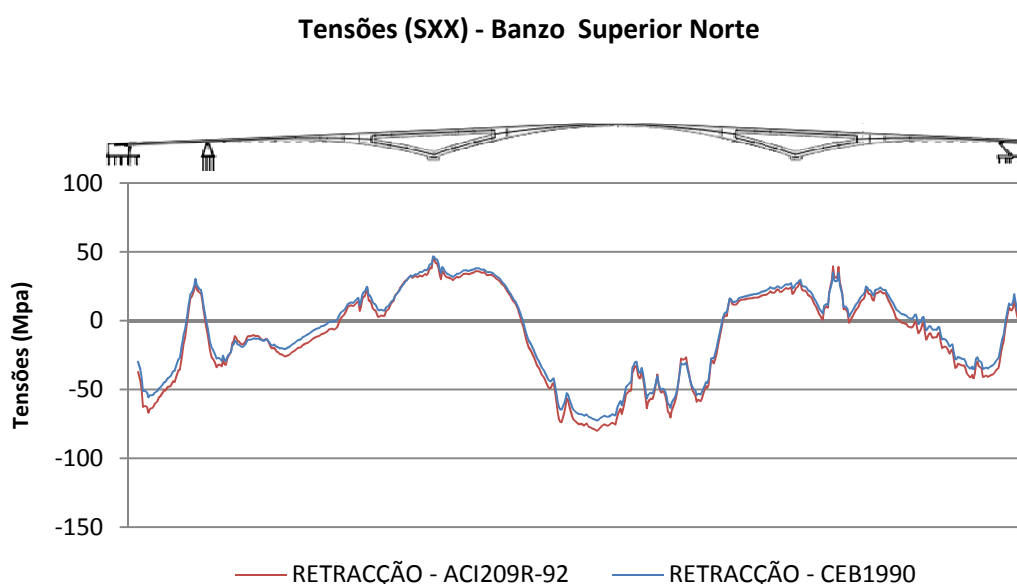


Fig.5.49 – Distribuição das tensões ao longo do desenvolvimento da ponte segundo o ACI209R-92 e o CEB1990, em MPa.

Conclui-se desta forma, e ao contrário do observado no caso da fluência, que a lei de previsão dos efeitos da retracção do ACI209R-92 conduz a valores consideravelmente mais conservativos que os obtidos pela lei do CEB1990.

Quadro 5.14 – Evolução das tensões por retracção na secção de meio – vão segundo o CEB1990 e o ACI209.

Dados	Tensões (MPa)	
	CEB-FIP1990	ACI209R-92
Fibra Superior da Laje		
Instante Inicial (t_0)	-7,8	-7,8
Instante Final (t_{∞})	5,2	9,0
Variação (%)	166,7%	215,4%
Banzo Superior do Caixão de Aço		
Instante Inicial (t_0)	-29,7	-29,7
Instante Final (t_{∞})	-40,5	-44,1
Variação (%)	26,7%	32,7%
Banzo Inferior da Caixão de Aço		
Instante Inicial (t_0)	24,4	24,4
Instante Final (t_{∞})	16,9	14,6
Variação (%)	30,7%	40,2%

5.3.4.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS FACTORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DA RETRACÇÃO

A lei de previsão da retracção do EC2 prevê a extensão total da retracção como sendo constituída pelas componentes da retracção por secagem e da retracção autogénea, de acordo com a expressão (3.9), e cujas fórmulas de cálculo são definidas de forma independente. Por seu lado, a lei de previsão do CEB-FIP Model Code 1990 considera uma única expressão de cálculo da extensão total por retracção, tal que:

$$\varepsilon_s(t, t_s) = \beta_s(t - t_s) \varepsilon_{so} \quad (5.3)$$

sendo ε_{so} o coeficiente nominal de retracção e $\beta_s(t - t_s)$ o coeficiente que define o seu desenvolvimento no tempo, que será apenas função da espessura equivalente do elemento e da idade do betão após cura, t_s :

$$\beta_s(t, t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 350 \left(\frac{h_0}{100} \right)^2}} \quad (5.4)$$

O coeficiente nominal de retracção é função da resistência do betão à compressão aos 28 dias, f_{cm} , do tipo de cimento, β , e da humidade relativa, β_{RH} , sendo expresso por:

$$\varepsilon_{so} = \varepsilon_s \beta_{RH} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_{cd,o} = \left(160 + 10 \cdot \beta \left(9 - \frac{f_{cm}}{f_{ck}} \right) \right) 10^{-6} \quad (5.6)$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) \quad \text{para } 40\% \leq RH < 99\% \quad (5.7a)$$

$$\beta_{RH} = 0,5 \quad \text{para } RH \geq 99\% \quad (5.7b)$$

Foi referido no capítulo 3 deste trabalho que resultados experimentais têm mostrado que os factores intrínsecos condicionam a grandeza da retracção mas não influenciam a sua evolução no tempo. Por sua vez, os factores externos afectam tanto o valor final da retracção como a velocidade como esta se processa no tempo. Assim sendo, considerar-se-á nesta análise apenas a influência dos parâmetros externos: humidade relativa e espessura equivalente da peça.

No Anexo G desta dissertação serão apresentados gráficos representativos da evolução das tensões na fibra superior do elemento de betão e nos banzos superior e inferior do elemento de aço para cada caso em análise, cujos valores se encontram compilados nos quadros expostos de seguida.

Análise dos Resultados

No que respeita à humidade relativa, pode dizer-se, de um modo geral, que quanto maior o seu valor, menor será o valor final da retracção, sendo a velocidade relativa da retracção independente da humidade ambiental, tal como visto nas expressões de dedução da retracção apresentadas anteriormente, onde a humidade relativa é apenas considerada no cálculo do coeficiente nominal.

Os resultados obtidos nesta primeira análise vão ao encontro dos valores esperados, podendo notar-se na Figura 5.50 uma deformação inferior para o caso da humidade relativa de 80%, que contrasta com a deformação obtida para o caso da humidade relativa de 40%, com um valor superior. Apesar da evolução da deformação a meio – vão não tomar valores representativos, observa-se na Figura 5.50 um significativo agravamento da deformação na vizinhança da célula triangular ponte para humidades relativas inferiores, o que se poderá traduzir num acréscimo das tensões de tracção na fibra superior do elemento de betão.

Assim sendo, a fibra superior do elemento do betão verifica um aumento de 198% nas tensões de tracção, quando RH igual a 40%, que evoluem de -7,8MPa para 8MPa, de acordo com o Quadro 5.15. Por sua vez, humidades relativas superiores reduzem essa evolução, verificando-se quando RH igual a 80% uma evolução na ordem dos 106%, de -7,8MPa para 500KPa.

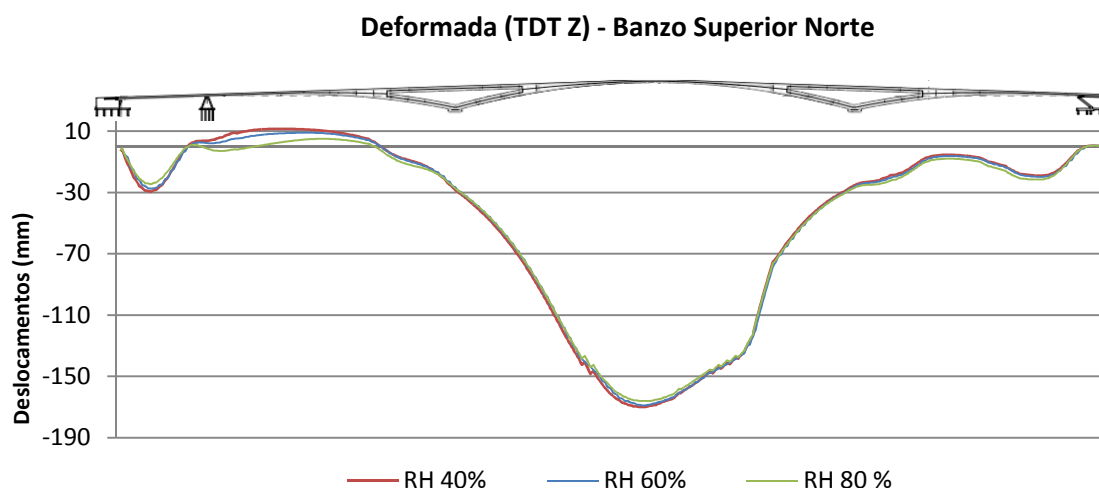


Fig.5.50 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para humidades relativas de 40, 60 e 80%, em mm.

Quadro 5.15 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para humidades relativas de 40, 60 e 80%.

Dados	Tensões (MPa)		
	40%	60%	80%
Fibra Superior da Laje			
Instante Inicial (t_0)	-7,8	-7,8	-7,8
Instante Final (t_∞)	8,0	5,2	0,5
Variação	197,5%	166,7%	106,4%
Banzo Superior do Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	-29,7	-29,7	-29,7
Instante Final (t_∞)	-43,0	-40,5	-35,0
Variação	30,9%	26,7%	15,1%
Banzo Inferior da Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	24,4	24,4	24,4
Instante Final (t_∞)	15,0	16,9	19,8
Variação	38,5%	30,7%	18,9%

A espessura equivalente da peça terá uma importante influência na velocidade de processamento da retracção no tempo, integrando a expressão (5.4). As Figuras 3.3 e 3.4 demonstram que quanto mais espessas são as peças, maior o tempo de processamento da retracção.

A Figura 5.51 representa a evolução das deformações considerando três valores distintos para a espessura equivalente: 25mm; 217mm; e 500mm. Verifica-se, ainda que ligeiramente, que espessuras

superiores resultam em deformações inferiores, uma vez que dificultam o desenvolvimento da retracção ao longo da peça, tal como referido no parágrafo anterior.

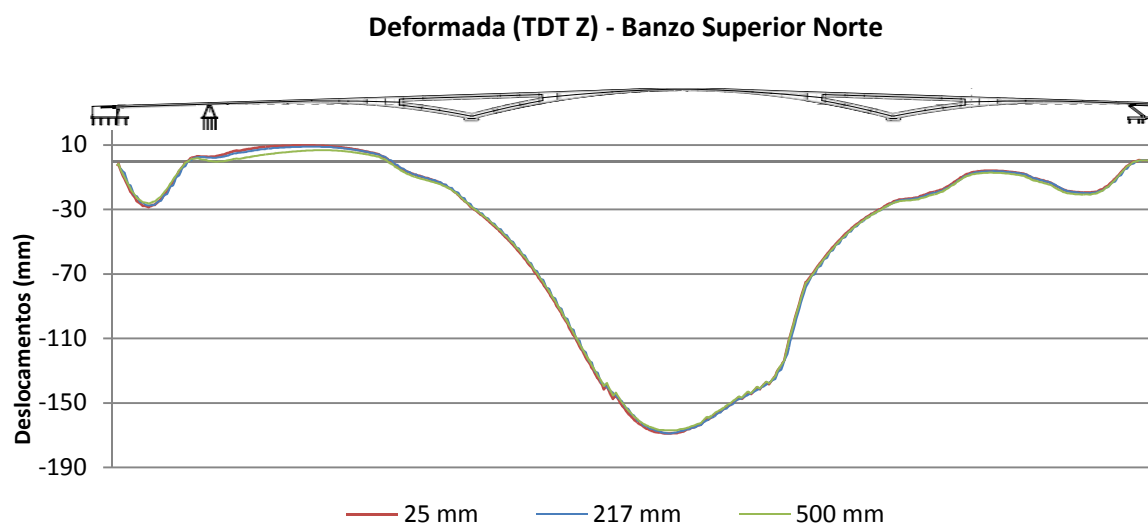


Fig.5.51 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da ponte para espessuras equivalentes de 25, 217 e 500 mm, em mm.

A influência da espessura equivalente no tempo de processamento da retracção é facilmente perceptível a partir da observação das Figuras 5.52 e 5.53. Assim, para espessuras inferiores (h_o igual 25 mm) verifica-se um considerável aumento da velocidade de processamento da retracção no tempo, tendo-se ao fim de aproximadamente 3 anos atingido o estado limite de equilíbrio higrométrico com o ambiente. Para espessuras superiores (h_o igual 500 mm) esta velocidade de processamento é significativamente mais reduzida, atingindo-se ao fim dos 33 anos 80% da evolução total das tensões de tracção no elemento de betão obtida para uma espessura equivalente de 25 mm.

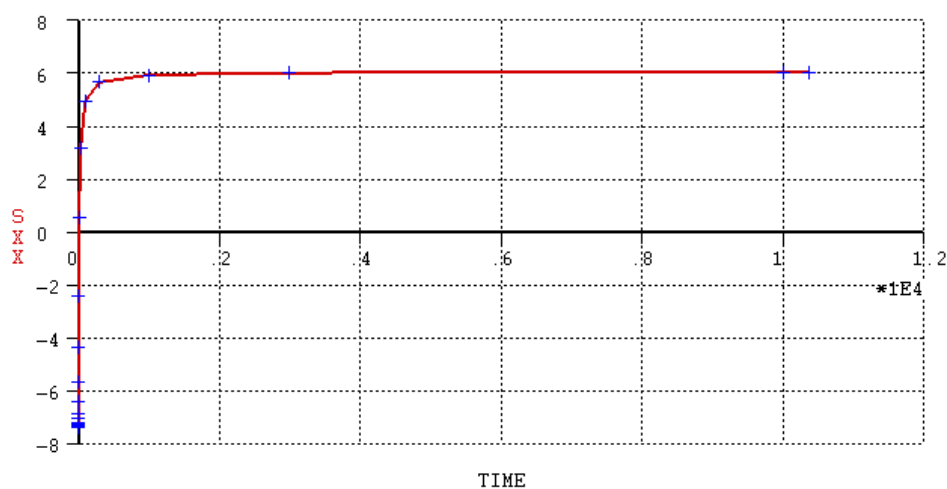


Fig.5.52 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($h_o = 25$ mm).

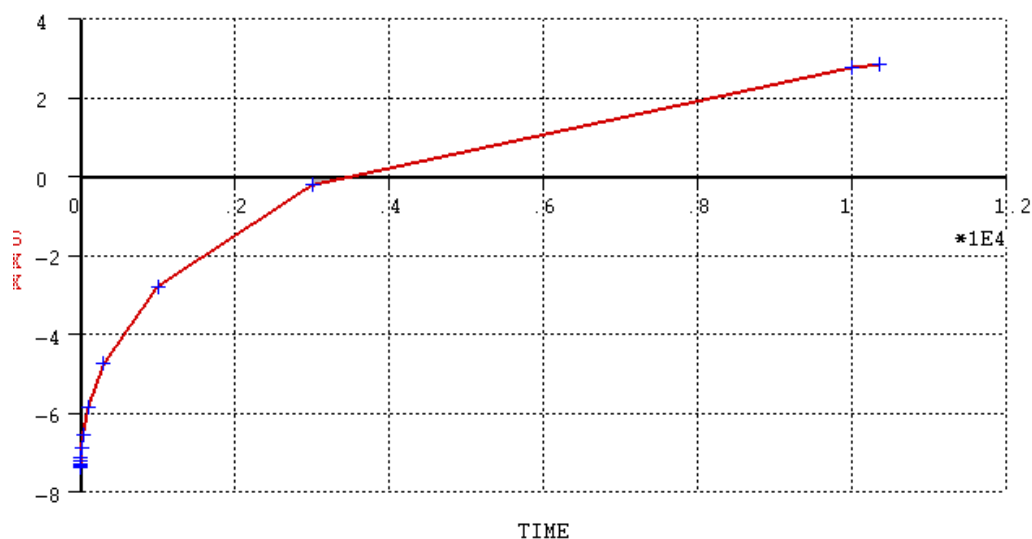


Fig.5.53 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 500$ mm).

Com efeito, a influência da espessura equivalente na velocidade de processamento vai reflectir-se na evolução das tensões ao longo da secção transversal, de acordo com o Quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para espessuras equivalentes de 25, 217 e 500 mm.

Dados	Tensões (MPa)		
	25 mm	217 mm	500 mm
Fibra Superior da Laje			
Instante Inicial (t_0)	-7,8	-7,8	-7,8
Instante Final (t_∞)	6,0	5,2	3,0
Variação	176,9%	166,7%	138,5%
Banzo Superior do Caixão de Aço			
Instante Inicial (t_0)	-29,7	-29,7	-29,7
Instante Final (t_∞)	-41,8	-40,5	-38,5
Variação	28,9%	26,7%	22,9%
Banzo Inferior da Caixa de Aço			
Instante Inicial (t_0)	24,4	24,4	24,4
Instante Final (t_∞)	16,2	16,9	18,2
Variação	33,6%	30,7%	25,41%

5.3.5. RESPOSTA ESTRUTURAL ADMITINDO OS EFEITOS DA RETRACÇÃO E DA FLUÊNCIA DO BETÃO

Considerar que a deformação por fluência é a que ocorre para além da retracção livre do betão não carregado é uma aproximação simples da realidade, sendo apenas feita por motivos de definição e conveniência. De facto, segundo Neville (1983) estes dois fenómenos não são independentes, nem aditivos, todavia para a maioria das aplicações práticas tal aproximação poder-se-á considerar suficiente. Assim, a fluência é definida como a diferença entre a variação da deformação ao longo do tempo de um provete carregado, excluindo as deformações elásticas, e a deformação de um provete não carregado, conservados nas mesmas condições ambientais, isto é, considera-se deformação de fluência toda a que, após o carregamento, ocorre para além da deformação correspondente à retracção livre do betão (ver capítulo 3).

Os Quadros 5.17 e 5.18 compilam os valores das tensões ao longo da secção transversal de meio – vão e na vizinhança da célula triangular poente, respectivamente, relativos à evolução por fluência, retracção, e ambas, estando os gráficos representativos do último caso presentes no Anexo H.

Como foi visto anteriormente no estudo de Dezi, L *et al* (1998 e 1996), Figuras 4.37 e 4.38, o mecanismo de fluência reduz significativamente os efeitos da retracção, na ordem dos 36%. No caso específico, esta redução chegou aos 64%, em que a tensão de tracção máxima na fibra superior do elemento de betão verificou um decréscimo de 5,2MPa para 1,9MPa na secção de meio – vão e, mais representativamente, na secção dos apoios internos (vizinhança da célula triangular poente) de 11,9MPa para 4,3MPa.

A retracção é assim o fenómeno reológico do betão que maior redistribuição de esforços gera ao longo da estrutura (Quadros 5.17 e 5.18). Note-se que a variação das tensões do banzo inferior do perfil metálico na secção próxima da célula triangular é praticante devida à retracção.

Por outro lado, é importante relembrar que ambos os fenómenos possuem velocidades de processamento distintas no tempo, sendo a da retracção extremamente vulnerável à espessura equivalente da peça. A Figura 5.54 fornece uma boa imagem da evolução temporal de cada um dos fenómenos e da sua sobreposição.

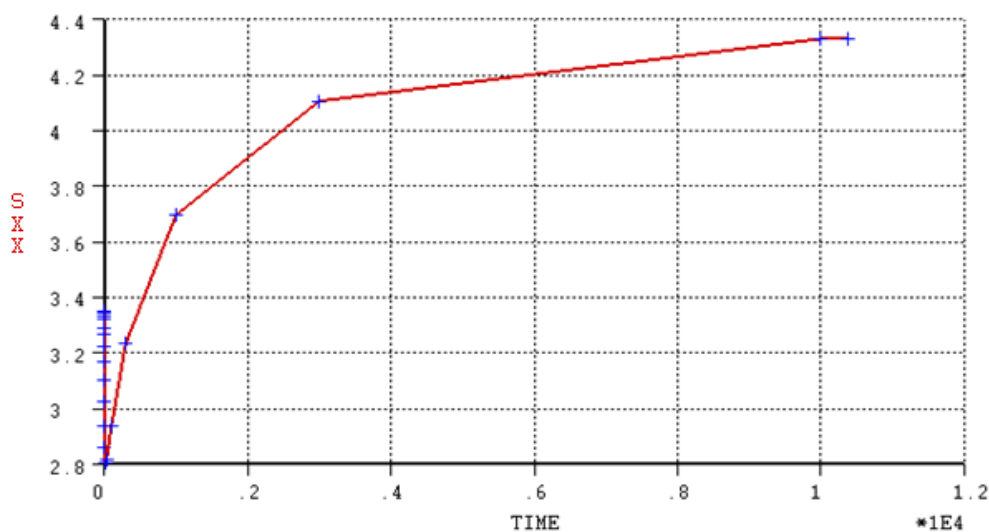


Fig.5.54 – Evolução das tensões na laje de betão na vizinhança da célula triangular poente, em MPa (CEB1990).

A fluência, com uma velocidade de processamento bem mais elevada, caracterizava-se no primeiro ano por um deslocamento na secção de meio – vão na ordem de 80% do deslocamento total, enquanto na retracção observava-se apenas 33% do deslocamento final. Com efeito, verifica-se na figura anterior que a evolução das tensões de tracção na fibra superior da laje deve-se apenas à fluência nas primeiras idades, sendo posteriormente sobreposta pelo efeito da retracção. Naturalmente, deverá frisar-se que esta evolução refere-se à espessura equivalente de 217 mm. Se contrariamente a análise tivesse sido realizada para uma espessura equivalente de 25 mm, provavelmente obter-se-ia uma evolução distinta e agravar-se-iam ligeiramente os valores das tensões máximas.

Esta alteração de comportamento observa-se no caso do ACI209, Figura 5.55. Apesar de considerar uma lei de previsão da fluência ligeiramente menos conservativa do que o CEB1990, a lei de previsão da retracção pelo ACI209 conduz, para as mesmas condições, a resultados acentuadamente superiores, decorrentes de uma velocidade de processamento no tempo igualmente elevada. Assim, neste caso a influência dos fenómenos reológicos na evolução das tensões de tracção na fibra superior da laje inverte-se, verificando-se nas primeiras idades a sobreposição de ambos os fenómenos, com considerável predomínio da retracção, e aproximadamente a partir dos 2 a 3 anos apenas a influência da fluência, tendo-se atingido o estado limite de equilíbrio higrométrico com o ambiente.

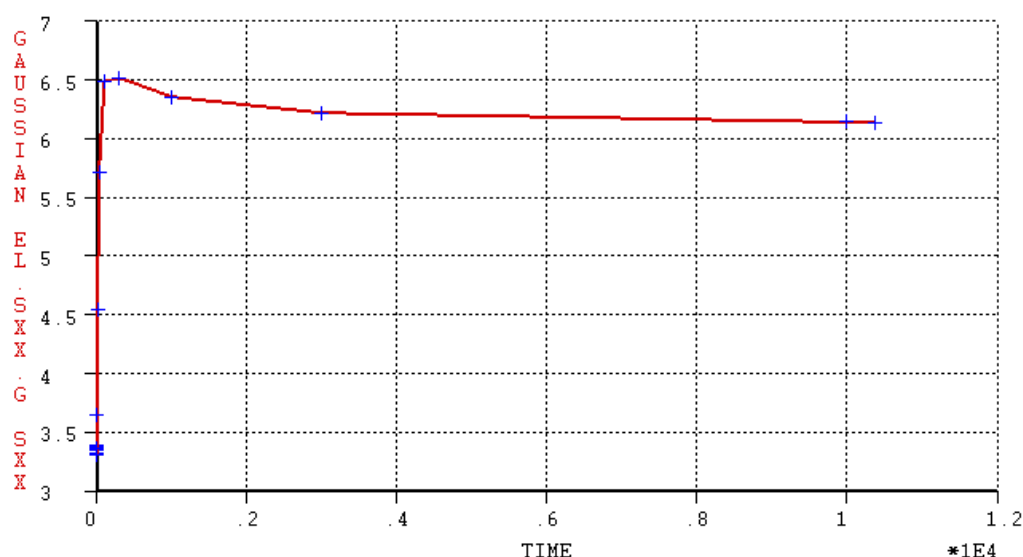


Fig.5.55 – Evolução das tensões na laje de betão na vizinhança da célula triangular poente, em MPa (ACI209).

Numa análise global aos valores presentes nos quadros seguintes poderá concluir-se que o ACI209 conduz a resultados mais conservativos do que o CEB1990, por influência da lei de previsão da retracção.

Relativamente à deformação máxima na secção de meio – vão, a sobreposição dos efeitos da retracção e da fluência conduziu para o CEB1990 a um valor final de 184 mm, Figura 5.56, idêntico ao obtido pelo ACI209.

```

Model: DIANA_W3724
PH1: Phase number 1
Step: 22 TIME: 104E10
Nodal TDTX: G TDTZ
Max = 2.01 Min = -184
Factor = 88.6

```

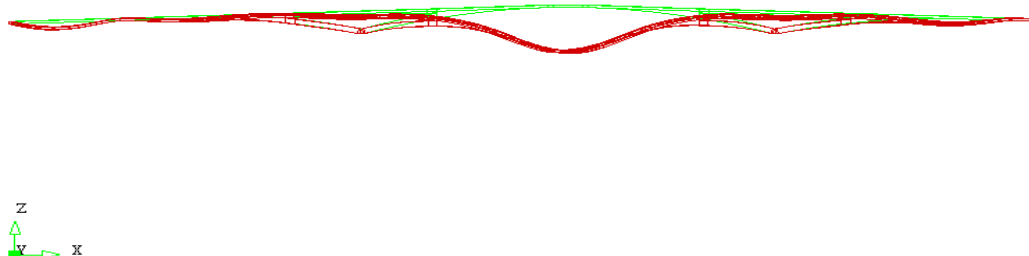


Fig.5.56 – Deformada da ponte considerando-se os efeitos da retração e fluência, em mm (CEB1990).

Quadro 5.17 – Evolução das tensões na secção de meio – vão para a retração, fluência e ambas.

Dados	Tensões (MPa)			
	Fluência (CEB1990)	Retração (CEB1990)	Ambas (CEB1990)	Ambas (ACI209)
Fibra Superior da Laje				
Instante Inicial (t_0)	-8,0	-7,8	-8,0	-8,0
Instante Final (t_∞)	-3,2	5,2	1,9	4,0
Variação	60,0%	166,7%	123,8%	150,0%
Banzo Superior do Caixão de Aço				
Instante Inicial (t_0)	-28,7	-29,7	-28,7	-28,7
Instante Final (t_∞)	-36,5	-40,5	-41,5	-43,0
Variação	21,4%	26,7%	30,8%	33,3%
Banzo Inferior da Caixão de Aço				
Instante Inicial (t_0)	24,9	24,4	24,9	24,9
Instante Final (t_∞)	22,0	16,9	19,1	18,0
Variação	11,6%	30,7%	23,3%	27,7%

Quadro 5.18 – Evolução das tensões na proximidade da célula triangular poente para a retracção, fluência e ambos.

Dados	Tensões (MPa)			
	Fluência (CEB1990)	Retracção (CEB1990)	Ambas (CEB1990)	Ambas (ACI209)
Fibra Superior da Laje				
Instante Inicial (t_0)	3,4	3,4	3,4	3,4
Instante Final (t_∞)	1,4	11,9	4,3	6,1
Variação	58,8%	70,6%	20,9%	44,3%
Banzo Superior do Caixão de Aço				
Instante Inicial (t_0)	41,5	41,5	41,5	41,5
Instante Final (t_∞)	51	42	56,2	56,5
Variação	18,6%	1,2%	26,2%	26,6%
Banzo Inferior da Caixão de Aço				
Instante Inicial (t_0)	-38,5	-38,5	-38,5	-38,5
Instante Final (t_∞)	-41,7	-44	-44	-45
Variação	7,7%	12,5%	12,5%	14,4%

Estabelecendo uma breve comparação dos resultados obtidos com os verificados no trabalho de Marí, A. *et al* (2002), apresentado no ponto 4.5 e no qual se observou, para a solução escorada, uma evolução das tensões na fibra superior da laje na secção de meio – vão de -1,62MPa para 0,06MPa (104%), relativamente ao vão de 37 m e à secção em caixão presentes na Figura 4.41, e uma evolução das tensões no banzo inferior do caixão na secção dos apoios internos de -67% para 77% (13%), confirma-se a plausibilidade dos valores obtidos no estudo de caso do presente trabalho (arco central que se desenvolve ao longo de 110 m e cujo comportamento global arco – viga está extremamente dependente da rigidez do solo de fundação), com as já apresentadas variações de 124% e 12,5%, respectivamente.

6

Contextualização Final

6.1. CONCLUSÕES

Os viadutos híbridos mistos de aço e betão verificam uma importante evolução das tensões e deformações no tempo, devido aos efeitos reológicos do betão que constitui a laje de tabuleiro. De facto, estes fenómenos produzirão a redistribuição das tensões entre os elementos de aço e betão, alterando o estado de tensão ao longo do desenvolvimento da estrutura e da sua secção transversal. Consequentemente, é importante na fase de projecto estender as análises estruturais no domínio do tempo, através da realização de completas análises viscoelásticas.

Nesta dissertação foram apresentados diferentes métodos de abordagem e simulação do comportamento viscoelástico do betão, desde soluções mais elementares baseadas em simples quantidades algébricas, referentes a uma análise de um único passo no domínio do tempo, a soluções mais complexas baseadas em intrincadas funções do tipo integral – diferencial, as quais permitem o armazenamento da história de tensões numa análise passo a passo no domínio do tempo.

Com o apoio de um avançado programa de análise estrutural foi possível a realização de uma completa análise viscoelástica linear com maturação do betão, considerando-se paralelamente os efeitos devidos à retracção.

Demonstrou-se, tal como esperado, que os efeitos reológicos do betão produzem, em viadutos mistos, uma significativa redistribuição de tensões ao longo da sua secção transversal. Esta é consideravelmente mais gravosa no caso da retracção, tendo a fluência um efeito atenuador sobre as tensões impostas pela primeira. Naturalmente, as secções críticas devidas aos efeitos da retracção localizam-se na proximidade dos apoios internos, onde as indesejadas tensões de tracção na fibra superior do elemento de betão aumentam notavelmente.

Por sua vez, a fluência, caracterizando-se por um relaxamento das tensões no elemento de betão, reduzirá a rigidez global da estrutura, aumentando a deformação da mesma na região de meio – vão.

Estes fenómenos interagem com as propriedades químicas e físicas do próprio material e dos seus constituintes, bem como com as condições ambientais envolventes, a geometria da peça de betão, entre outros.

Os principais factores que influenciam o mecanismo da fluência foram analisados, distinguindo-se a humidade relativa, a espessura equivalente da peça, a idade de carregamento e a temperatura, de entre os factores externos, e a resistência média do betão à compressão aos 28 dias, de entre os factores internos.

Cada um dos referidos parâmetros intervém de forma distinta no comportamento da fluência. A humidade relativa e a espessura equivalente da peça traduzem o efeito e a susceptibilidade do betão às condições do meio ambiente envolvente, podendo dizer-se que valores inferiores destes parâmetros conduzem a evoluções por fluência superiores. Por seu lado, a temperatura, a resistência à compressão do betão aos 28 dias e a idade de carregamento reflectem a influência da maturidade do betão. Assim, idades de carregamento e resistências à compressão inferiores, relativas a níveis de maturação igualmente inferiores, conduzem a evoluções por fluência mais elevadas. Por último, a temperatura produz um comportamento distinto na evolução da fluência para valores extremamente reduzidos e para valores elevados. Concluiu-se que temperaturas com um valor nulo produzem um comportamento semelhante ao do carregamento a uma idade de 0 dias, reduzindo o grau de maturação do betão, contrariamente temperaturas mais elevadas aumentam o nível de maturação do betão, no entanto verificam um ligeiro aumento da evolução do mecanismo de fluência no tempo.

Relativamente à retracção, o estudo paramétrico dos factores intervenientes na sua evolução foi realizado de uma forma mais simplificada, tendo sido considerados apenas a humidade relativa e a espessura equivalente da peça, uma vez que ao contrário dos factores internos, que apenas condicionam a grandeza da retracção, os factores externos não só afectam o seu valor final como a velocidade de processamento deste fenómeno no tempo. Enquanto a humidade relativa influencia o comportamento da retracção de forma semelhante ao da fluência, a espessura equivalente da peça traduz uma interessante variação da velocidade de processamento da retracção no tempo, a qual condicionará a grandeza final da mesma.

A influência da velocidade de processamento da retracção no comportamento estrutural da ponte em estudo foi perceptível na análise comparativa entre os resultados finais obtidos seguindo a norma europeia e os resultados finais obtidos seguindo a norma norte-americana. Para iguais pressupostos iniciais de condições ambientais, de carregamento e de geometria das peças, concluiu-se que a norma norte-americana conduz a resultados consideravelmente mais conservadores, associados a uma elevada velocidade de processamento da retracção no tempo.

Finalmente, a análise dos efeitos da fluência seguindo uma simples lei elástica baseada em quantidades algébricas mostrou-se plenamente desadequada, não tendo, desta forma, sido realizadas quaisquer considerações finais sobre os resultados obtidos.

6.2.RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Sugerem-se de seguida algumas recomendações para eventuais desenvolvimentos futuros no domínio em que se enquadra o presente trabalho:

- Consideração da influência do sistema de conexão no interface entre o aço e o betão;
- Avaliação da influência dos diversos processos construtivos na evolução dos efeitos reológicos do betão no tempo;
- Avaliação mais profunda dos efeitos da retracção no controlo da fendilhação da laje e de eventuais cedências por empenamento das peças do elemento de aço;

BIBLIOGRAFIA

A

ACI Committee 209 (1992). *Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*. ACI Manual of Concrete Practice 1996: Part 1 – Materials and General Properties of Concrete, American Concrete Institute, ed. Victoria A. Lunick, Farnington Hills.

ADÃO DA FONSECA, A. (2008). *The Pedro and Ines Footbridge at Coimbra – conception, design and construction*. Footbridge 2008: Third International Conference, July, Porto.

ADÃO DA FONSECA, A. *et al* (2005). *Design and Construction Method of the new Coimbra Footbridge*. Footbridge 2005: Second International Conference, December, Venice.

AMANDIO, C *et al* (1997). *Simplified Approach to Evaluate Creep and Shrinkage Effects in Steel-Concrete Composite Beams*. Journal of Structural Engineering, September, pp. 1153-1162.

B

BAZANT, Z.P. (1988). *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*. John Wiley and Sons, Great Britain.

BAZANT, Z.P. (1972). *Prediction of Concrete Creep Effects using Age-Adjusted Effective Modulus Method*. XIV Italian Conference on Steel Construction, pp 22-35.

BRANCO, F.A. (1984). *Pontes Mistas em Caixão: Aspectos do comportamento na fase construtiva*. Dissertação para Doutoramento, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

C

CAETANO, E. *et al* (2005). *Assessment and Control of Human Induced Vibrations in the New Coimbra Footbridge*. Footbridge 2005: Second International Conference, December, Venice.

CALZÓN, J.M. (1995). *Puentes Mixtos*. Material da disciplina, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidade da Coruna.

CARVALHO, P.R *et al* (2006). *Curso básico de perfis de aço formados a frio*. Rafael Tarcísio Forneck, Porto Alegre.

CEN (2005). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part2: General rules and rules for bridges – English version*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN (2004). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios – Versão portuguesa*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

D

DEZI, L. *et al* (1998). *Creep and shrinkage analysis of composite beams*. Progress in Structural Engineering and Materials, Vol I (2), pp. 170-177.

DEZI, L. *et al* (1996). *Algebraic Methods for Creep Analysis of Continuous Composite Beam*. Journal of Structural Engineering, April, pp. 423-430.

DEZI, L. *et al* (1993). *Creep in Composite Continuous Beams II: Parametric Study*. Journal of Structural Engineering, July, pp. 2112-2133.

DRAKE, J. (1969). *Manchester – Preston Motorway M.61*. Ministry of Transport, November.

E

ESDEP - European Steel Design Education Programme, *Composite Construction I, Group 10, Volume 13*. The Steel Construction Institute, Ascot.

ESDEP - European Steel Design Education Programme, *Composite Construction II, Group 10, Volume 14*. The Steel Construction Institute, Ascot.

EUROPEAN STEEL DESIGN AWARDS (2007). Ponte Pedonal Pedro e Inês, Coimbra, Portugal.

F

FERRAZ, M.A.C. (2001). *Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas*. Dissertação para Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

G

GILBERT, I.R., BRADFORD, M.A. (1995). *Time-Dependent Behaviour of Continuous Composite Beams at Service Loads*. Journal of Structural Engineering, vol. 121, No.2, February 1995, ASCE.

GOMES, I. M. (2008). *Pontes Mistas Aço-Betão: Efeitos da Retracção no controlo da Fendilhação da Laje*. Dissertação para Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

H

HANSWILLE, G. (2008). *Eurocode 4: Serviceability limit states of composite beams*. Institute for Steel and Composite Structures, University of Wuppertal, Germany. Eurocodes – Background and application workshops, 18-20 February 2008, Brussels.

HANSWILLE, G. *et al* (2007). *Steel and Composite Bridges in Germany: State of the Art*. Institute for Steel and Composite Structures, University of Wuppertal, Germany. 7th Japanese Bridge Colloquium, Osaka.

HAYWARD, A. (2005). *Composite Steel Highway Bridges*. Corus Construction & Industrial, Orchard Corporate Ltd, Great Britain.

HAYWARD, A. *et al* (2002). *Steel Bridges: A practical approach to Design of Efficient Fabrication and Construction*. The British Constructional Steelwork Association, Great Britain.

HENRIQUES, A.A.R. (1998). *Aplicação de Novos Conceitos de Segurança no Dimensionamento do Betão Estrutural*. Dissertação para Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

J

JOHNSON, R.P.; ANDERSON, D. (2004). *Designers' Guide to EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1:1: General Rules and Rules for Buildings*. Thomas Telford, London.

JOHNSON, R.P.; HANSWILLE, G. (1998). *Analysis for creep of continuous steel and composite bridge beams, according to EC4:Part 2*. The Structural Engineer, Vol.76/No 15, pp. 294-298.

JOHNSON, R.P. et al (1979). *Composite Structures of Steel and Concrete. Volume 2. Bridges, with a Commentary on BS 5400: Part 5*. Constrado Monographs, Granada, Great Britain.

K

KWAK, H.G., SEO, Y.J., JUNG, C.M. (2000). *Effects of the slab casting sequences and the drying shrinkage of concrete slabs on the short-term and long-term behavior of composite steel box girder bridges. Part 1*. Engineering Structures, No. 23, pp. 1453-1466, Elsevier Science Ltd.

KUHLMANN, U. (2008). *Design of composite beams according to Eurocode 4-1-; Lecture: Ultimate Limit States*. Institute of Structural Design, Universität Stuttgart, Germany. Eurocodes – Background and application workshops, 18-20 February 2008, Brussels.

L

LEONHARDT, F. (1982). *Construções de Concreto. Vol. 6. Princípios Básicos da Construção de Pontes*. Ed. Interciência

M

MADSEN, O. H., BAZANT, Z. P (1983). *Uncertainty Analysis of Creep and Shrinkage Effects in Concrete Structures*. ACI Journal, March – April, pp. 116-127, Elsevier Science Ltd.

MARÍ, A. et al (2002). *Effects of construction process and slab prestressing on the serviceability behaviour of composite bridges*. Journal of Constructional Steel Research, No. 59, pp. 135-163, Elsevier Science Ltd.

MARTÍN, J.R. et al. *Puentes Mixtos en Turbia-Llera*. FHECOR, Ingenieros Consultores, Madrid

MORANO, S.G. et al (2006). *Preflex Beams: A Method of Calculation of Creep and Shrinkage Effects*. Journal of Bridge Engineering, ASCE, January/February, pp. 48-58.

N

NEVILL, A.M. et al (1983). *Creep of Plain and Structural Concrete*. Constrution Press-Logman, London.

P

PIMENTEL, M. et al (2005). *Ponte Pedonal e de Ciclovia sobre o Rio Mondego: Análise do Processo Construtivo*. Laboratório de Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

PÓVOAS, R. H. (1991). *Modelos Não-Lineares de Análise e Dimensionamento*. Dissertação para Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

R

RAOUL, J. (2008). *General presentation of Eurocode 4*. Eurocodes – Background and application workshops, 18-20 February 2008, Brussels.

RAOUL, J.; DAVAINÉ, L. (2008). *EN 1994 Part 2: Composite Bridges*. Eurocodes – Background and application workshops, 18-20 February 2008, Brussels.

REIS, A.J (1997). *Pontes Metálicas e Mistas: Desenvolvimento e Realizações*. Construção Metálica e Mista: Actas do Primeiro Encontro Nacional, Novembro 20-21, ed. António Lamas, Paulo Cruz e Luís Calado, pp. 9-37, Porto.

REIS, A.J. (1992) *Disciplina de Pontes*. Sebenta da disciplina, DECivil, Secção de Estruturas e Construção, Instituto Superior Técnico.

RPM-RPX/95:Manual de aplicación de las recomendaciones. Dirección General de Carreteras – Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2001.

S

SANTOS, Teresa O. (2007). Comportamento reológico do betão. In *Retracção do Betão em Pontes: Observação e análise*, pp. 9-37, LNEC, Lisboa.

SAUL, R. (1998). *Diseño y Construcción Eficientes en Costo y Plazo de Puentes Metálicos y Mixtos*. Revista de Obras Públicas, Julio – Agosto, nº 3378, pp. 7-18, Madrid.

SPACONE, E., EL-TAWIL, S. (2004). *Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Structures: State of the Art*. Journal of Structural Engineering, vol. 130, No.2, February 2004, pp. 159-168, ASCE.

T

TEHAMI, M. et al (2009). *Creep Behaviour Modelling of a Composite Steel – Concrete Section*. Journal of Construction Steel Research, Vol. 54, Issue 5, pp. 1029-1033, May, Elsevier Science Ltd.

V

VIÑUELA, L. (1997). *Fabricación y Montaje de Puentes Metálicos y Mixtos*. Construção Metálica e Mista: Actas do Primeiro Encontro Nacional, Novembro 20-21, ed. António Lamas, Paulo Cruz e Luís Calado, pp. 251-300, Porto.

ANEXOS

ANEXO A – ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR

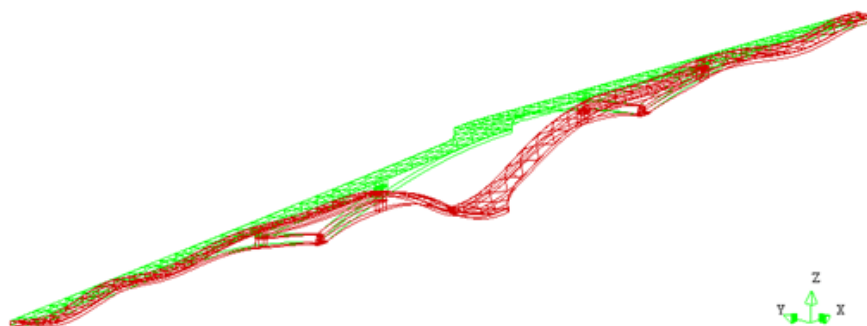


Fig.A.1 – Vista esquemática da deformada vertical da ponte (TDT Z).

```
Model: FINAL  
PH7: Phase number 7  
Nodal DTX...G DTZ  
Max = .849  
Min = -160  
Factor = 94.5
```

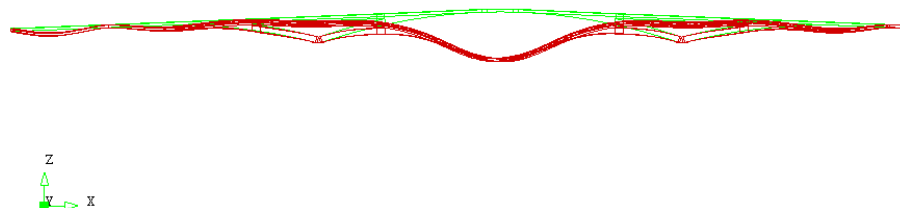


Fig.A.2 – Vista em alçado da deformada vertical da ponte (TDT Z).

```
Model: FINAL  
PH7: Phase number 7  
Nodal DTX...G DTY  
Max/Min on results set:  
Max = 19.1 Min = -11.2  
Factor = 777
```

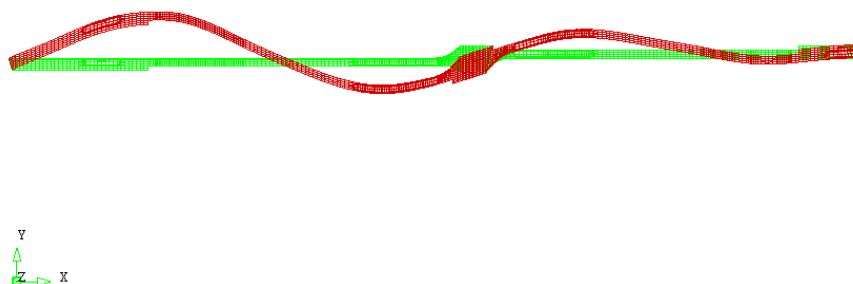


Fig.A.3 – Vista superior da deformada transversal da ponte (TDT Y).

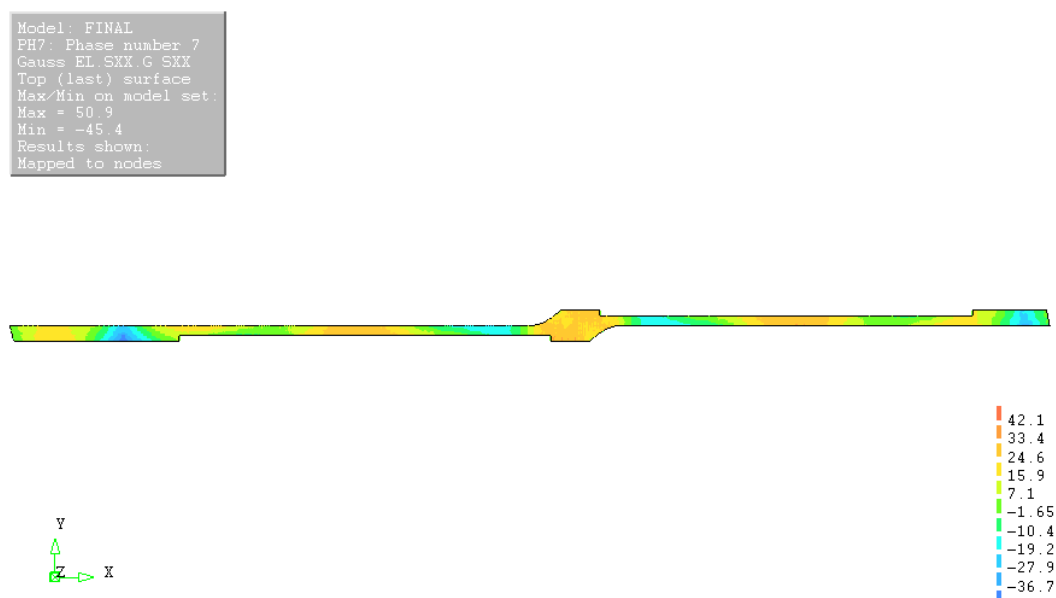


Fig.A.4 – Desenvolvimento das tensões ao longo do banzo inferior do caixão metálico do tabuleiro.

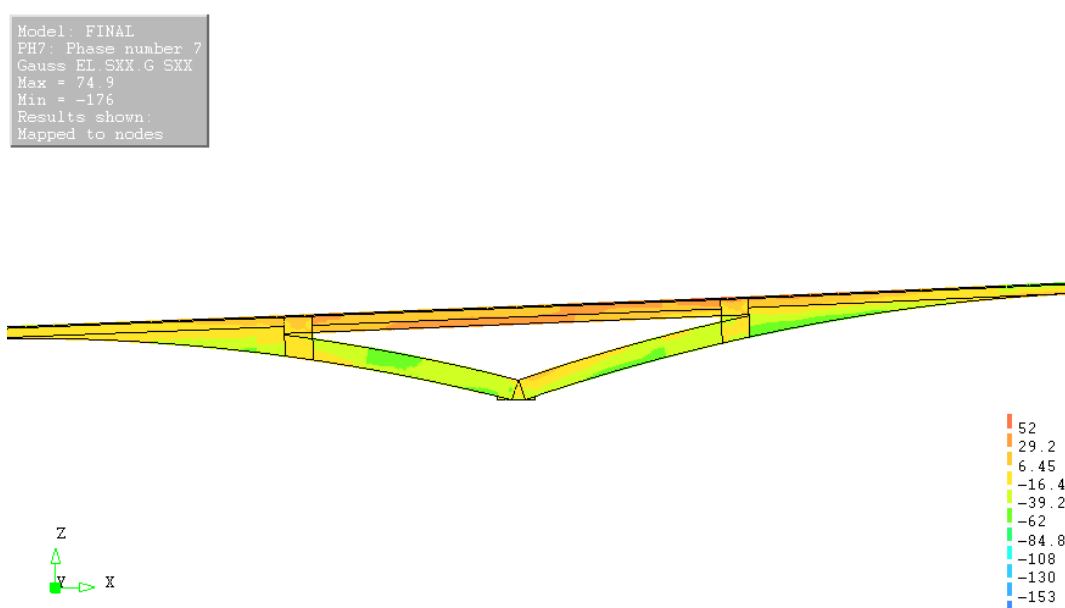


Fig.A.5 – Desenvolvimento das tensões na célula triangular poente.

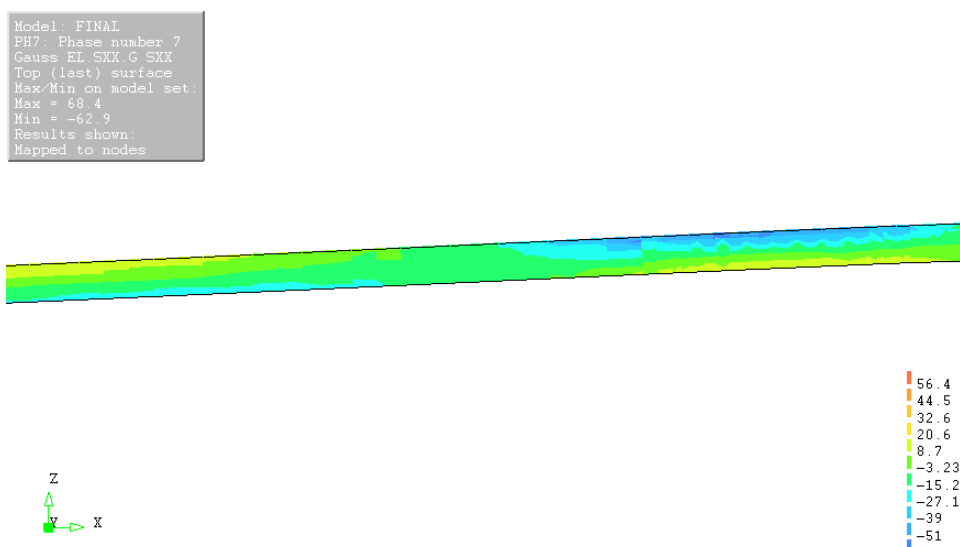


Fig.A.6 – Tensões no elemento de aço na região de meio – vão.

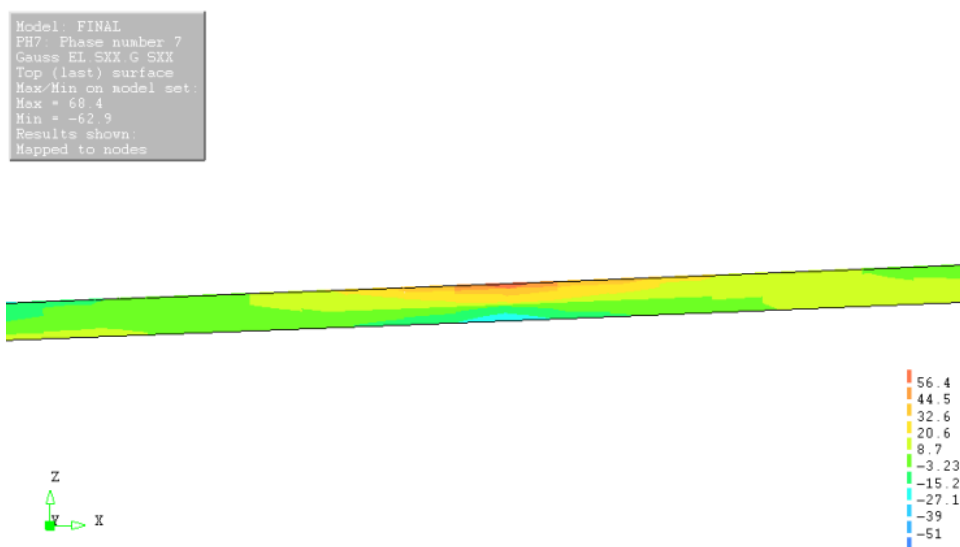


Fig.A.7 – Tensões no elemento de aço na vizinhança do pilar.

ANEXO B – ANÁLISE VISCOELÁSTICA LINEAR: CEB – FIP MODEL CODE 1990

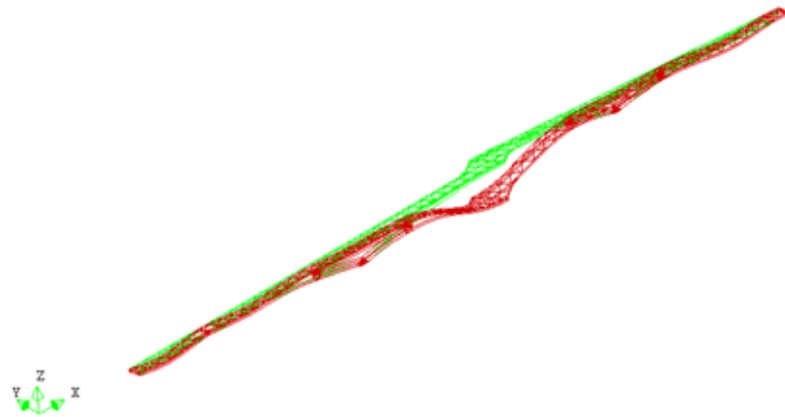


Fig.B.1 – Vista esquemática da deformada vertical da ponte (TDT Z).

```
Model: DIANA_V3776  
PH1: Phase number 1  
Step: 22 TIME: 104E10  
Nodal TDTX...G TDTZ  
Max = 965 Min = -180  
Factor = 81.4
```

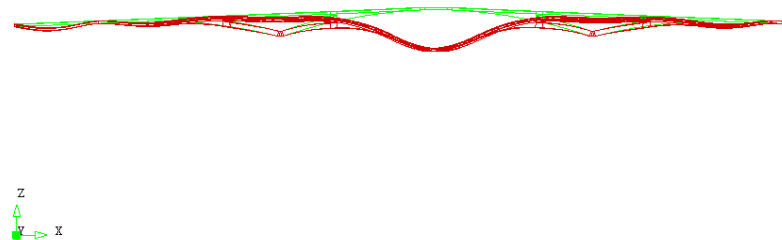


Fig.B.2 – Vista em alçado da deformada vertical da ponte (TDT Z).

```
Model: DIANA_V3776  
PH1: Phase number 1  
Step: 22 TIME: 104E10  
Nodal TDTX...G TDTY  
Max/Min on results set:  
Max = 9.77 Min = -11.1  
Factor = .132E4
```

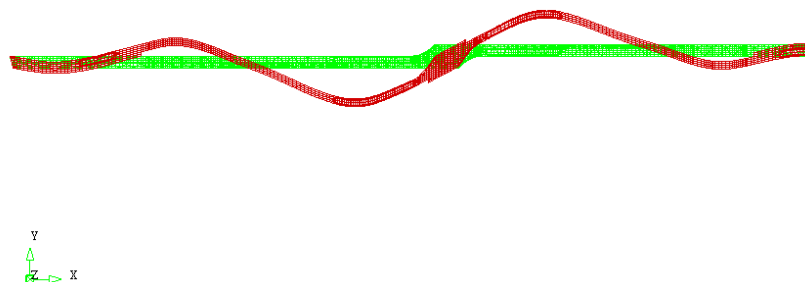


Fig.B.3 – Vista superior da deformada transversal da ponte (TDT Y).

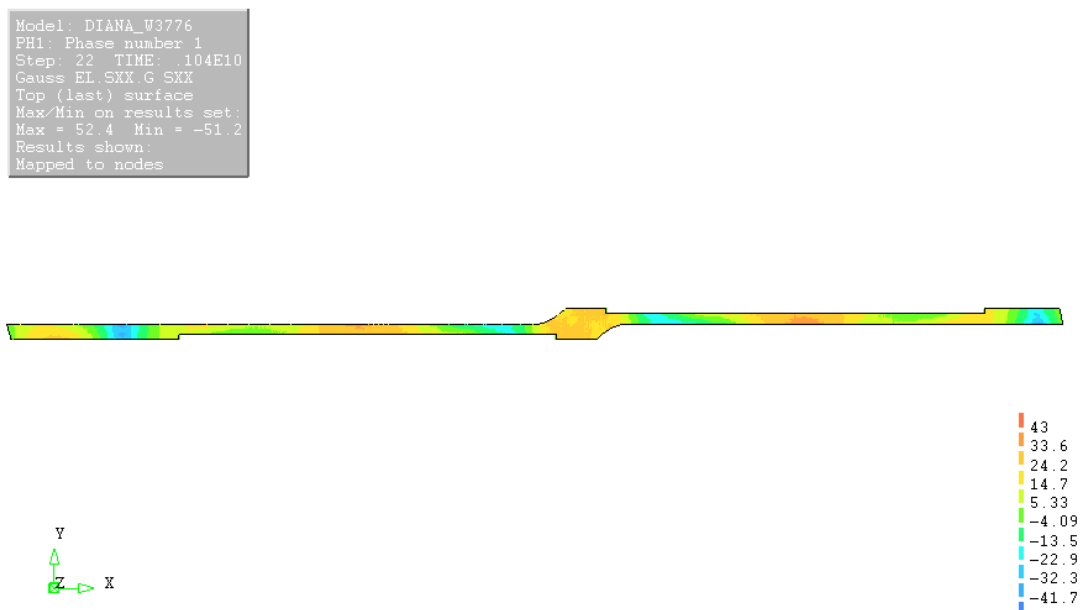


Fig.B.4 – Desenvolvimento das tensões ao longo do banzo inferior do caixão metálico do tabuleiro.

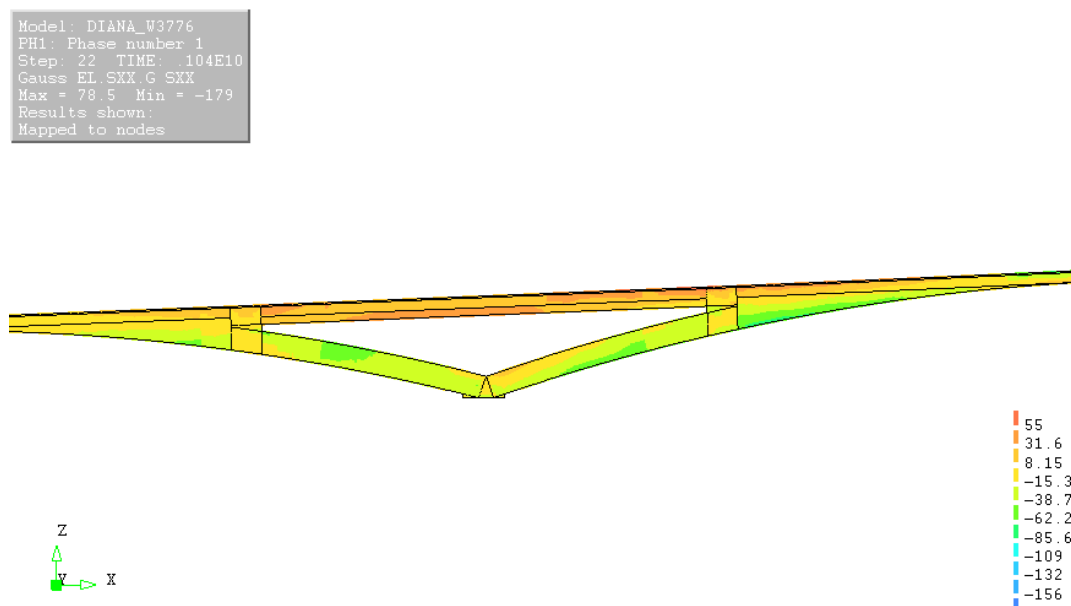


Fig.B.5 – Desenvolvimento das tensões na célula triangular poente.

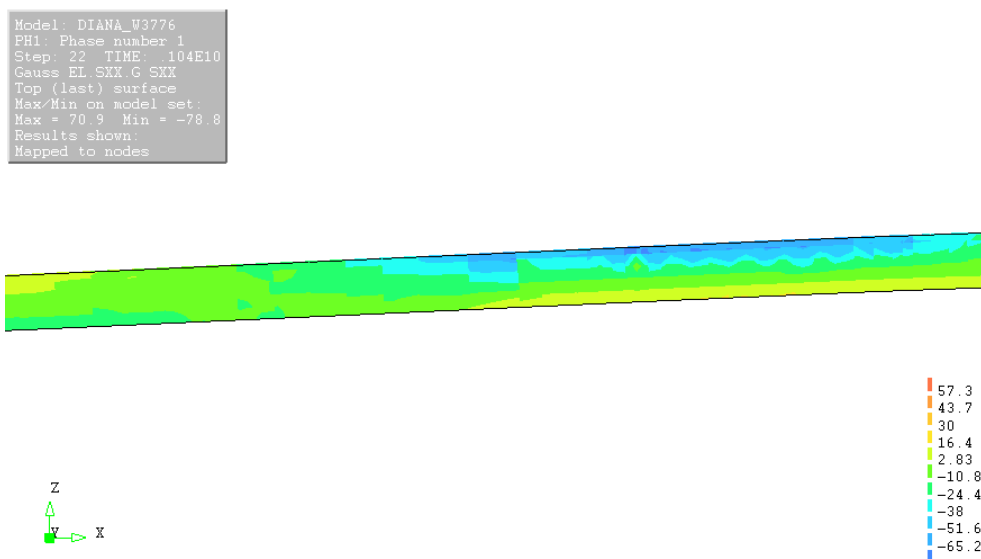


Fig.B.6 – Tensões no elemento de aço na região de meio – vão.

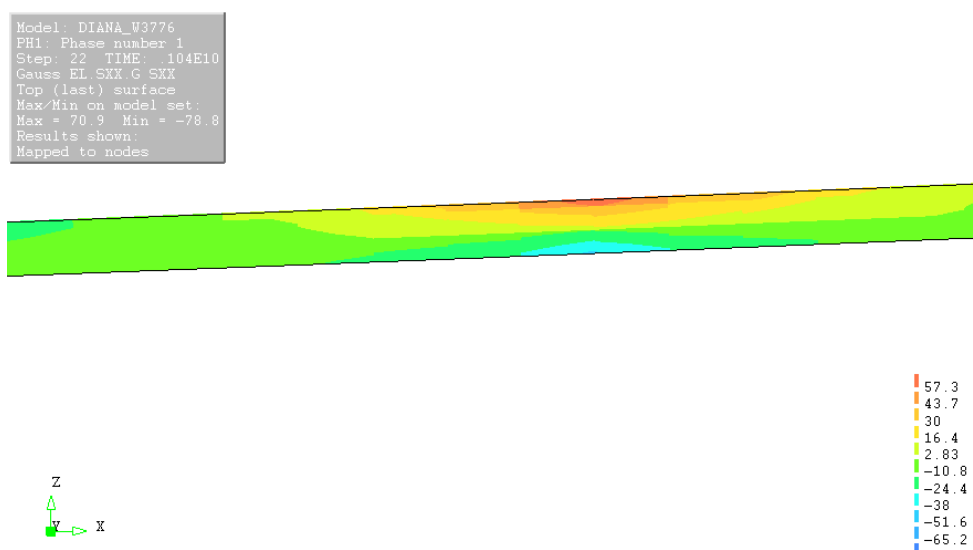


Fig.B.7 – Tensões no elemento de aço na vizinhança do pilar.

ANEXO C – ANÁLISE VISCOELÁSTICA LINEAR: ACI209R-92

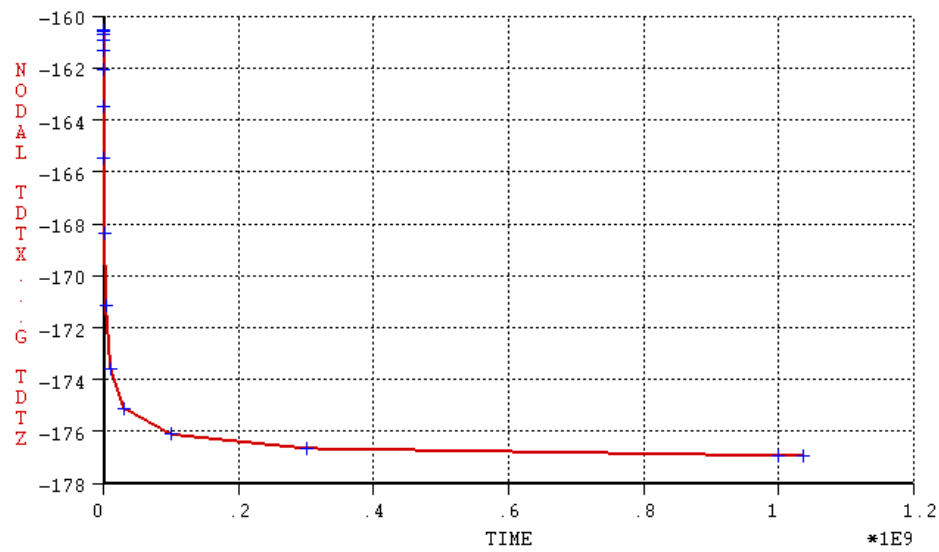


Fig.C.1 – Evolução do deslocamento na secção de meio – vão com o tempo, em mm (ACI209).

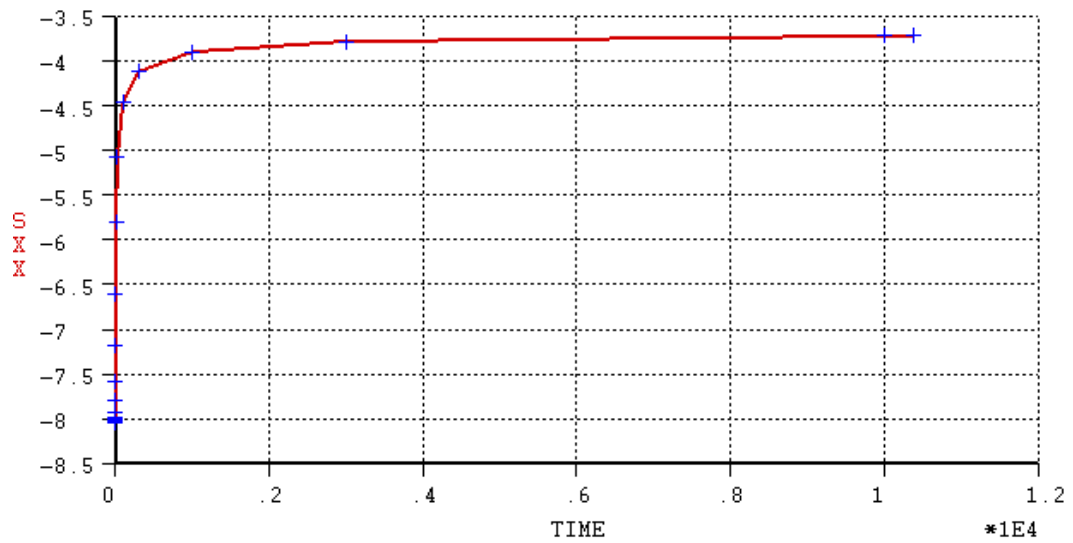


Fig.C.2 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

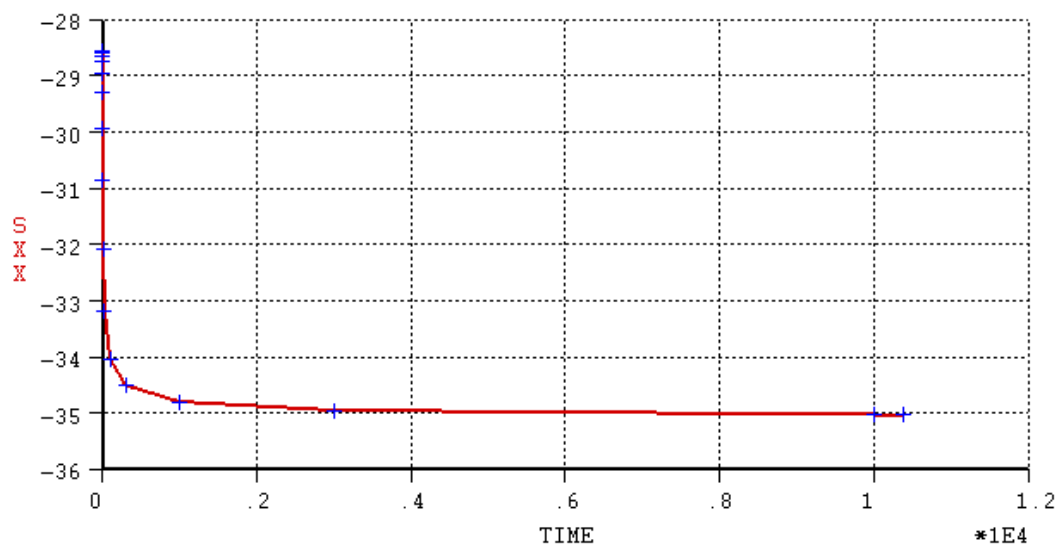


Fig.C.3 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

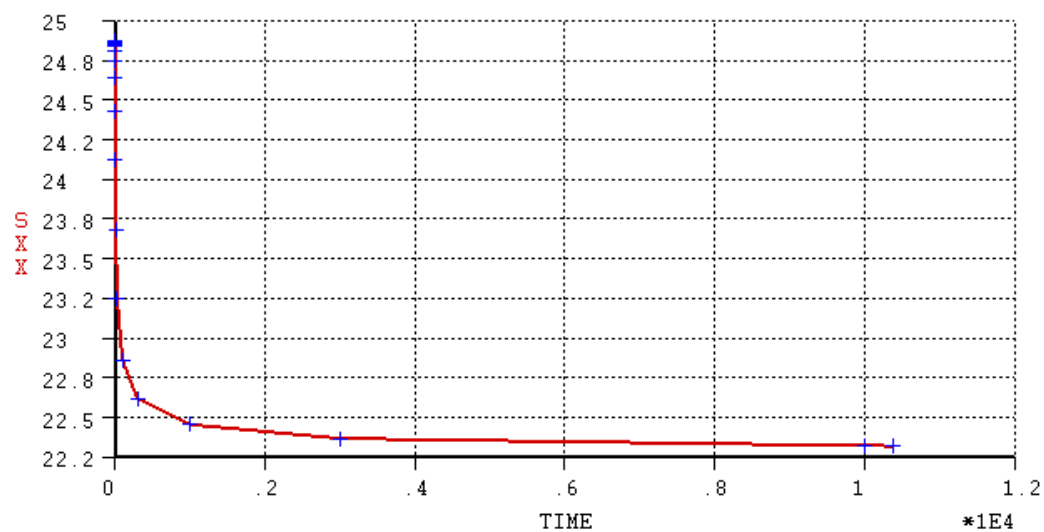


Fig.C.4 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

ANEXO D – ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS FACTORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DA FLUÊNCIA

D.1 HUMIDADE RELATIVA (RH)

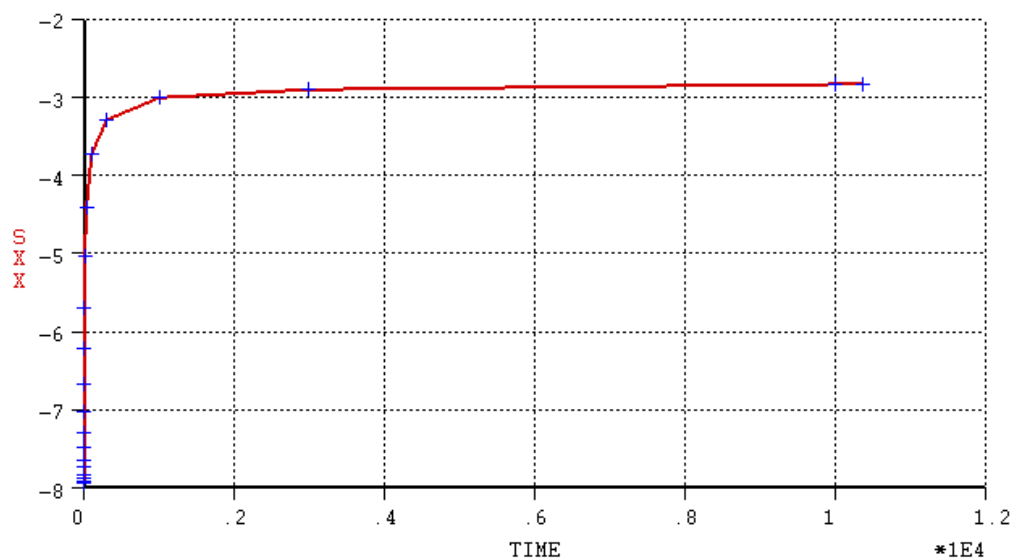


Fig.D.1 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (RH = 40%).

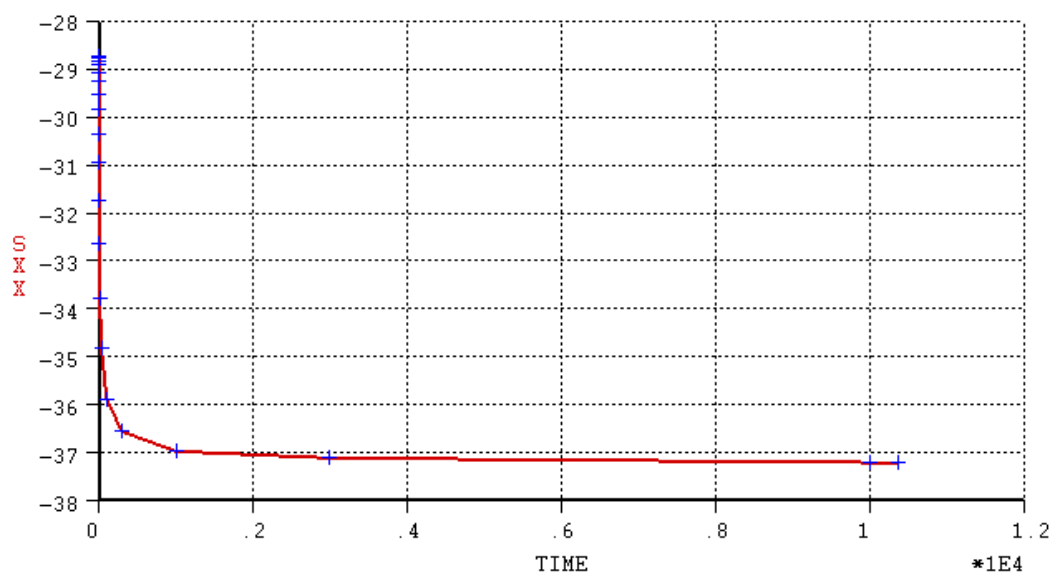


Fig.D.2 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (RH = 40%).

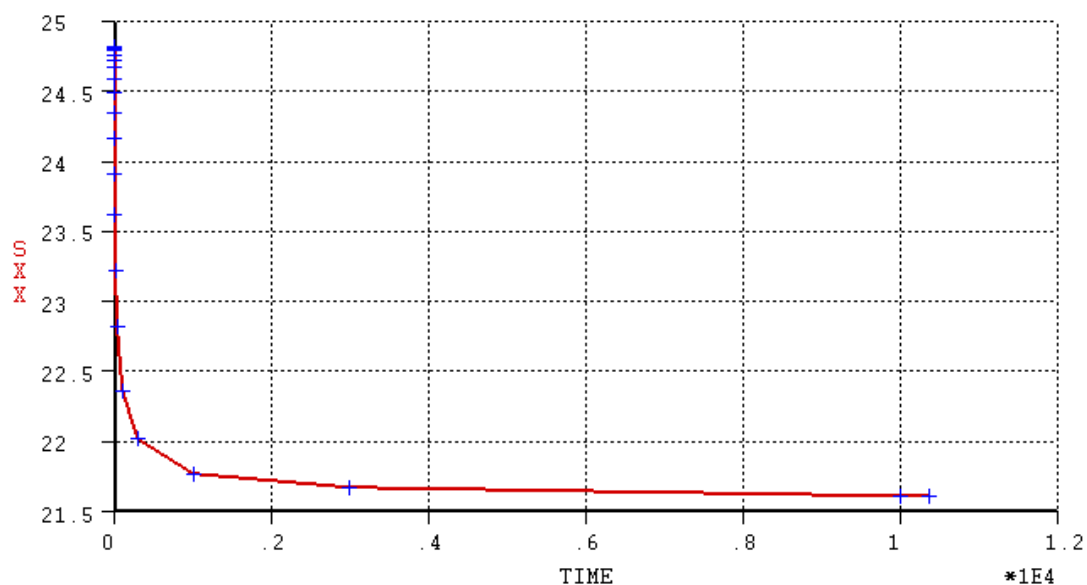


Fig.D.3 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (RH = 40%).

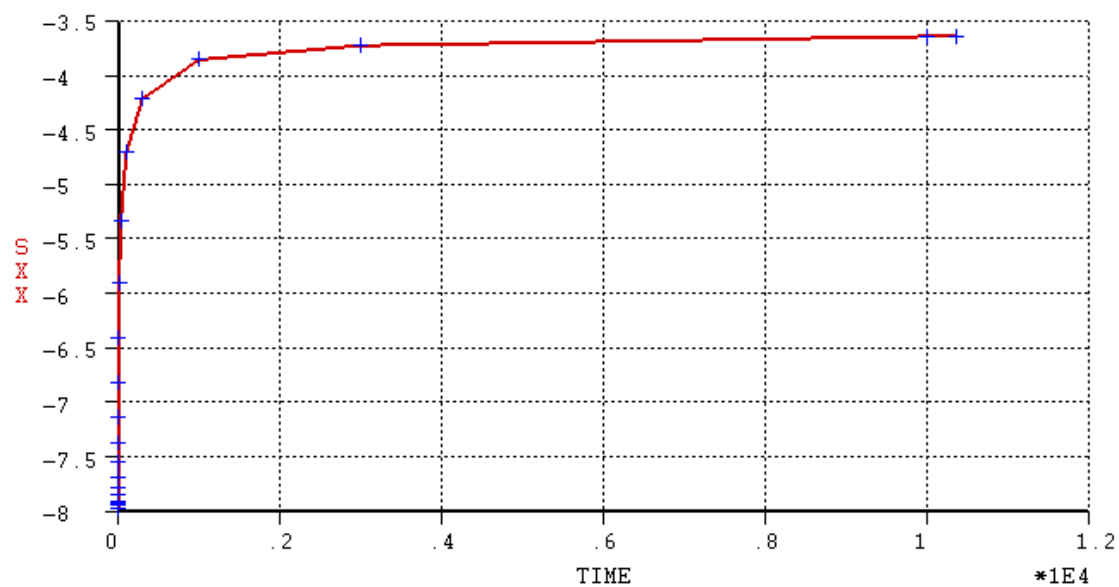


Fig.D.4 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (RH = 80%).

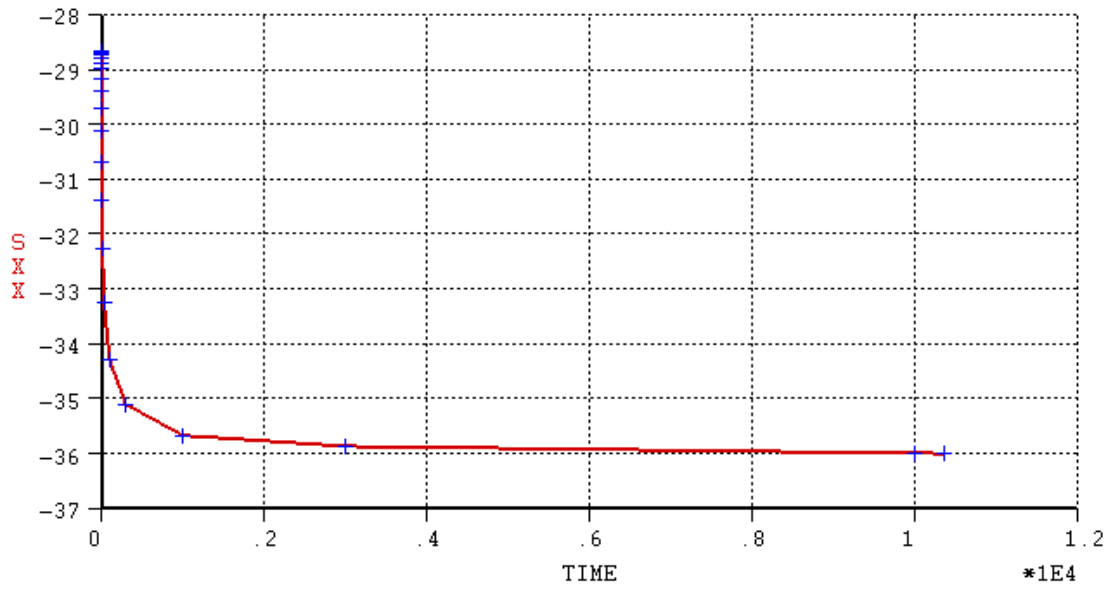


Fig.D.5 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (RH = 80%).

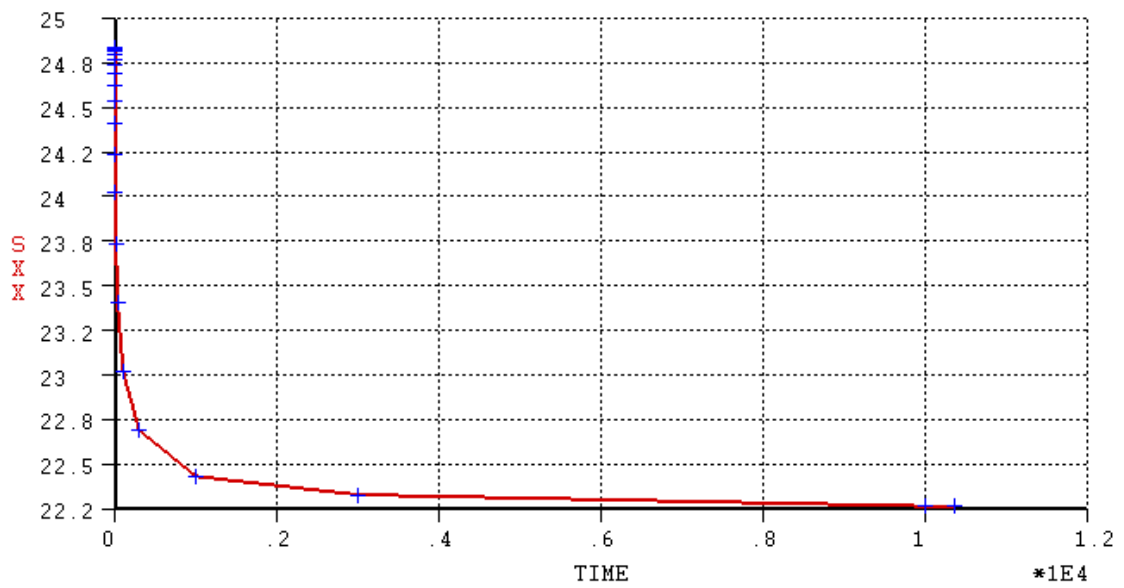


Fig.D.6 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (RH = 80%).

D.2 ESPESSURA EQUIVALENTE DA PEÇA (h_0)

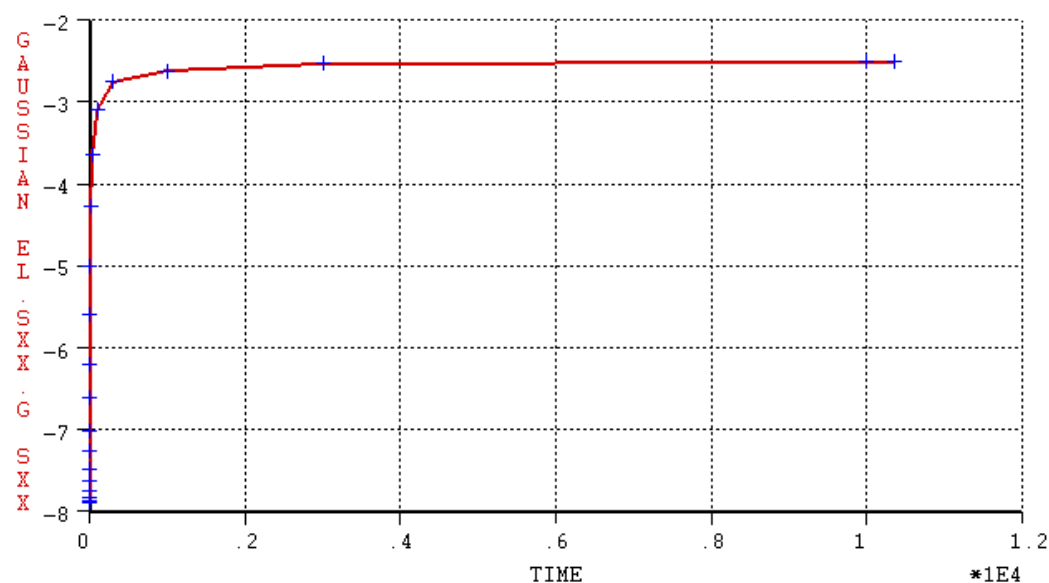


Fig.D.7 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 25$ mm).

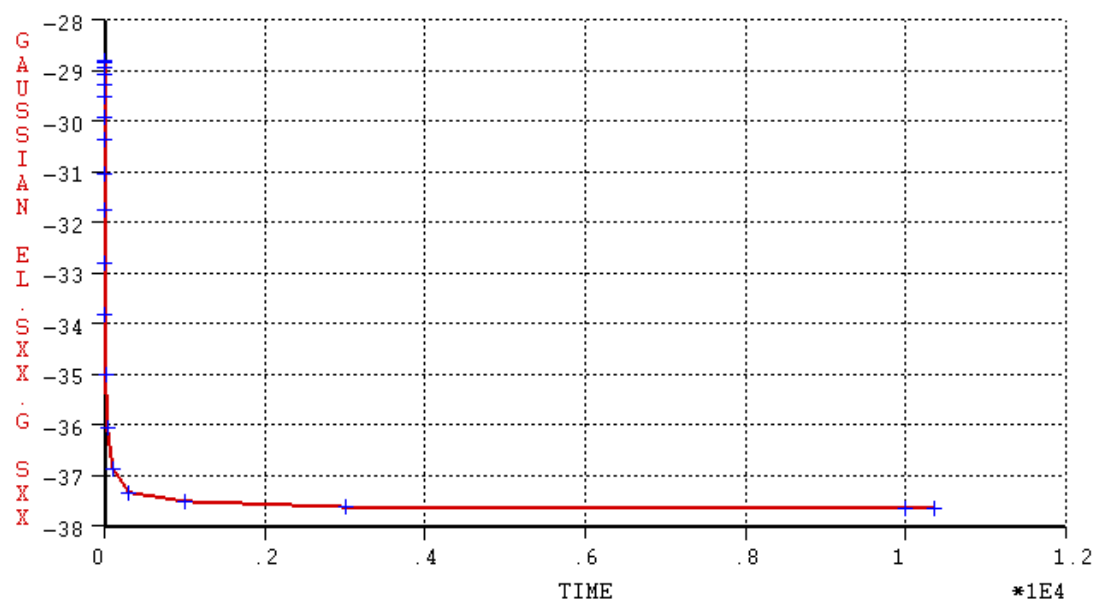


Fig.D.8 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 25$ mm).

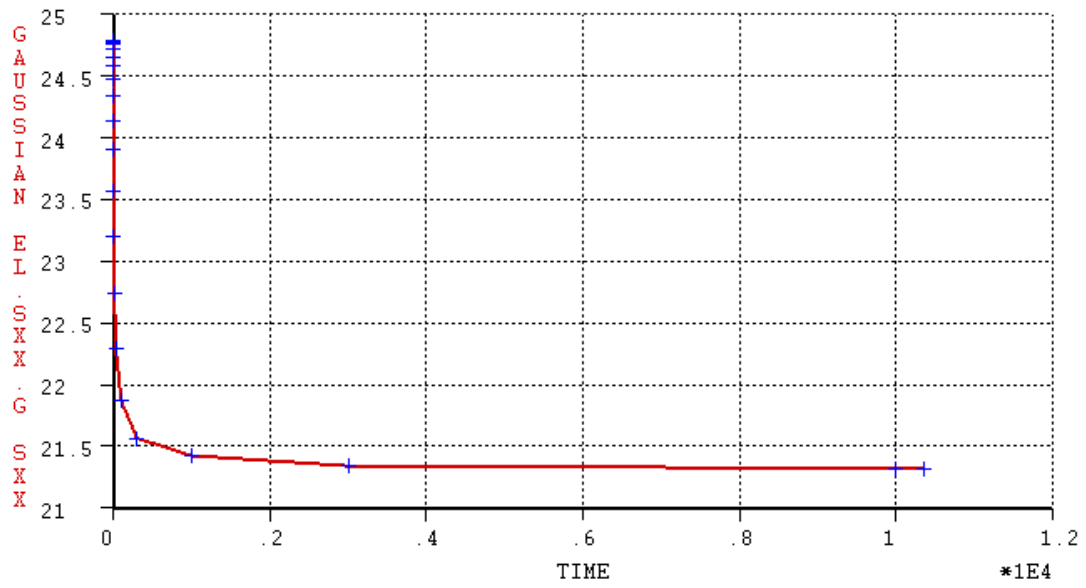


Fig.D.9 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 25$ mm).

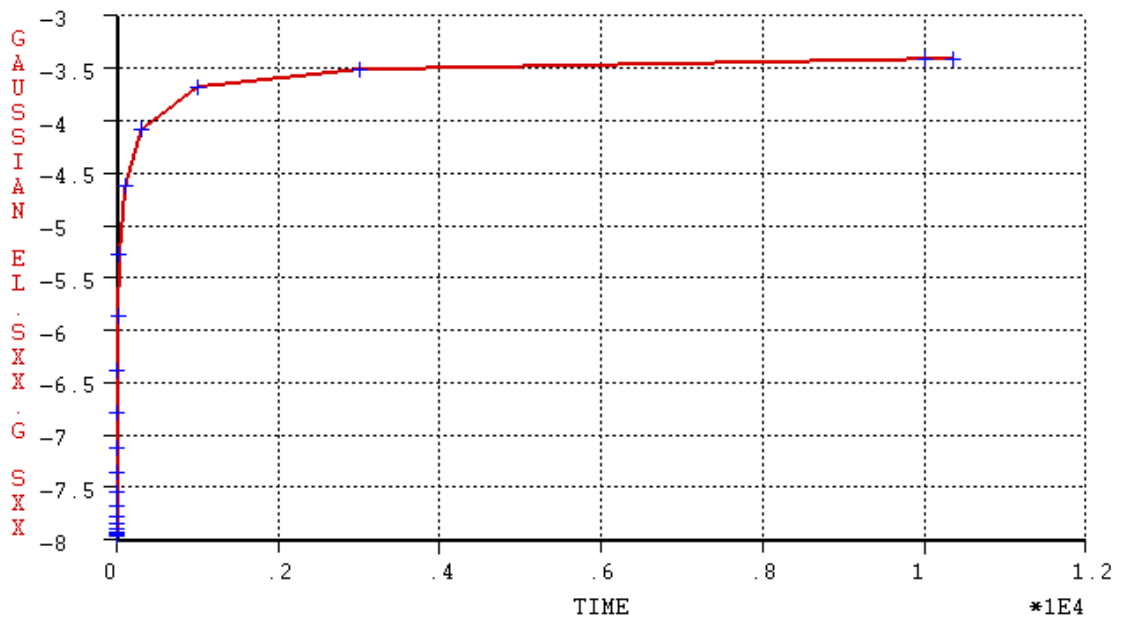


Fig.D.10 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 500$ mm).

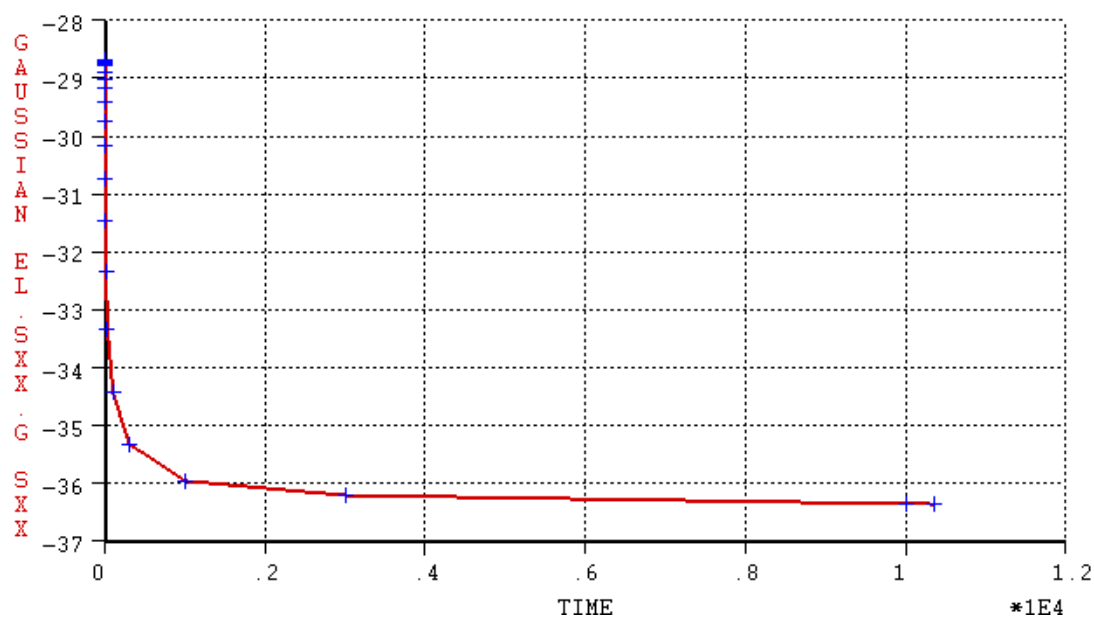


Fig.D.11 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 500$ mm).

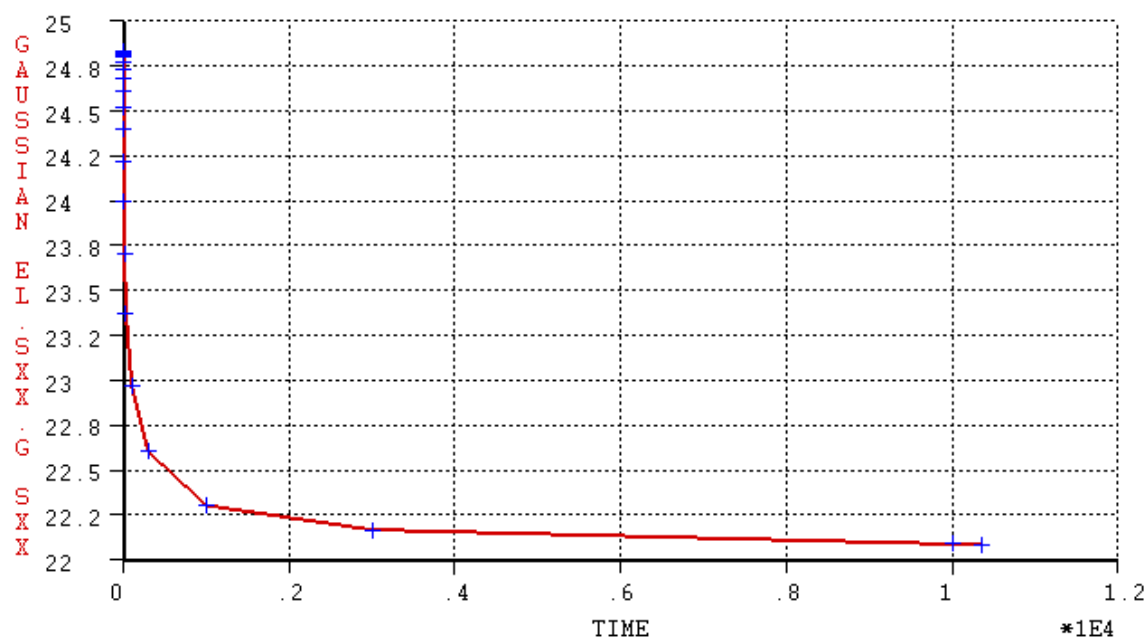
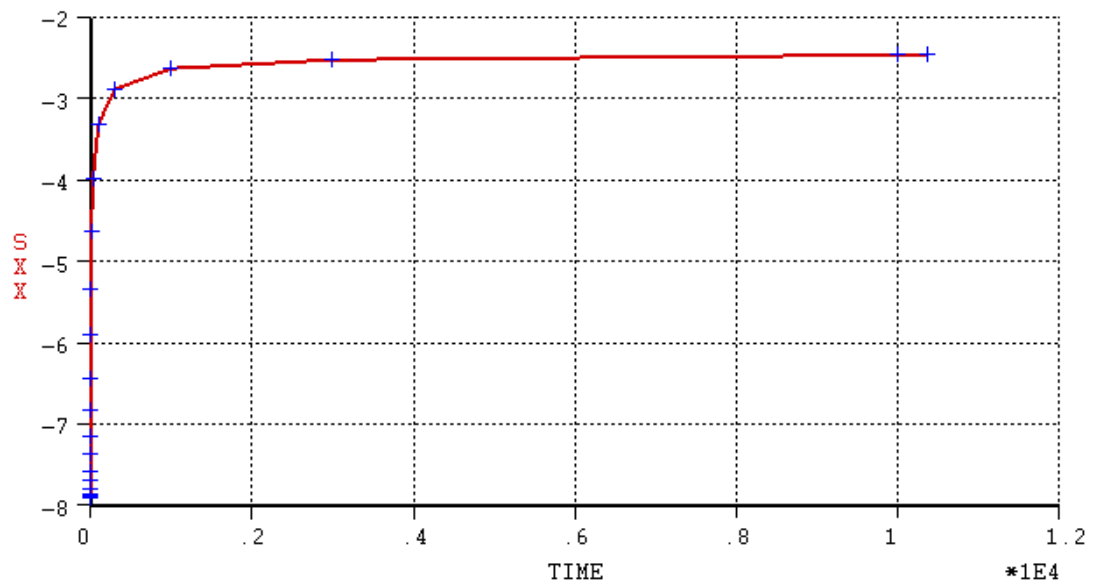
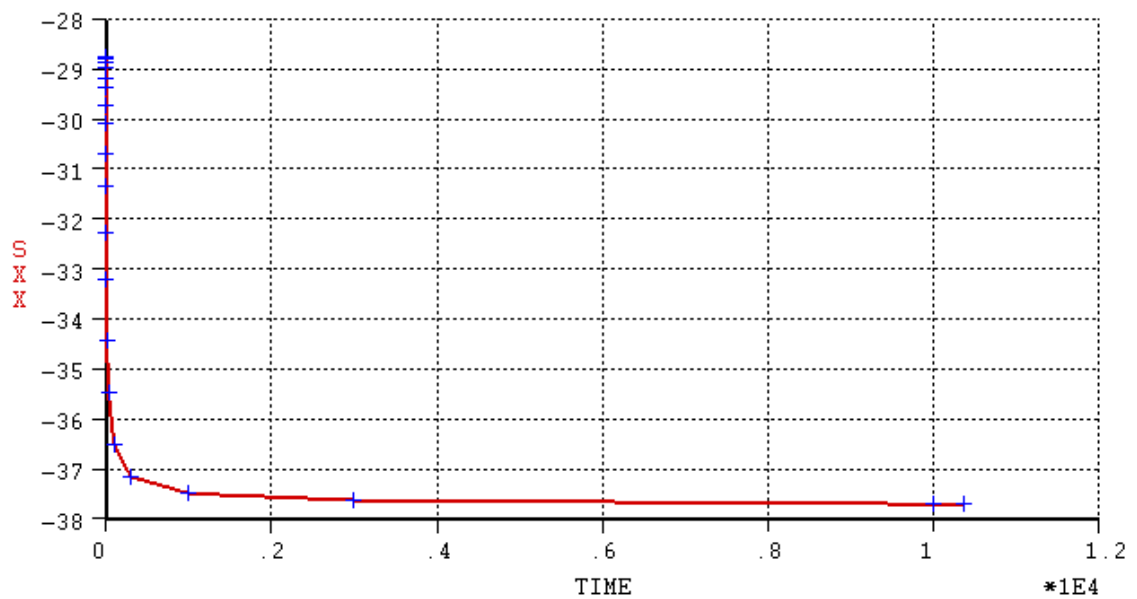


Fig.D.12 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 500$ mm).

D.3 RESISTÊNCIA DO BETÃO À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (f_{cm})Fig.D.13 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($f_{cm} = 20$ MPa).Fig.D.14 – Evolução das tensões no bazo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($f_{cm} = 20$ MPa).

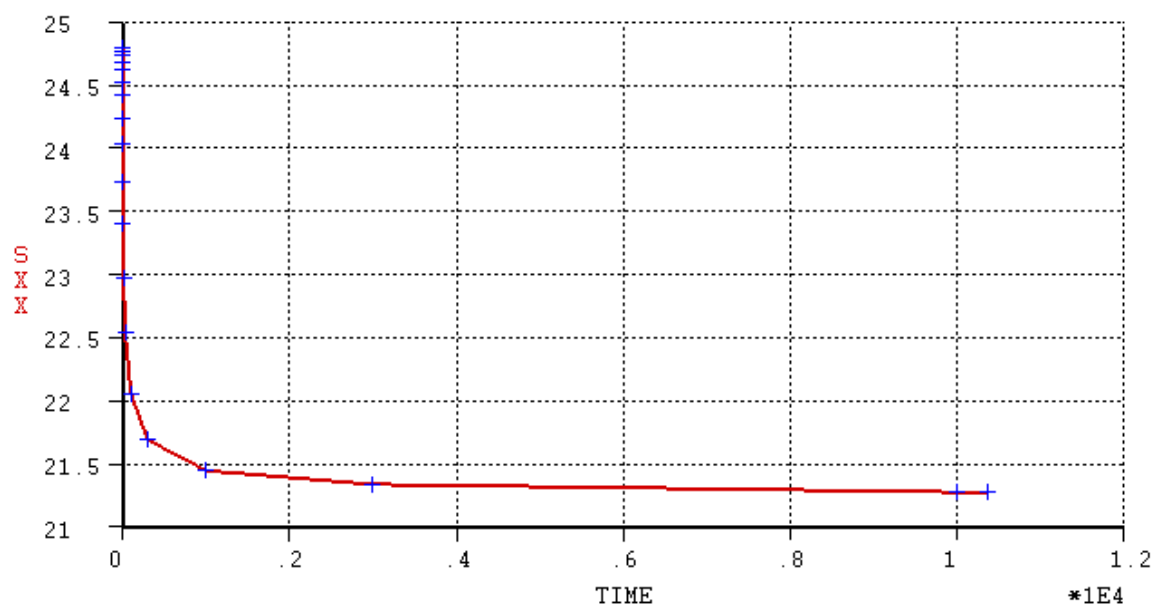


Fig.D.15 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($f_{cm} = 20$ MPa).

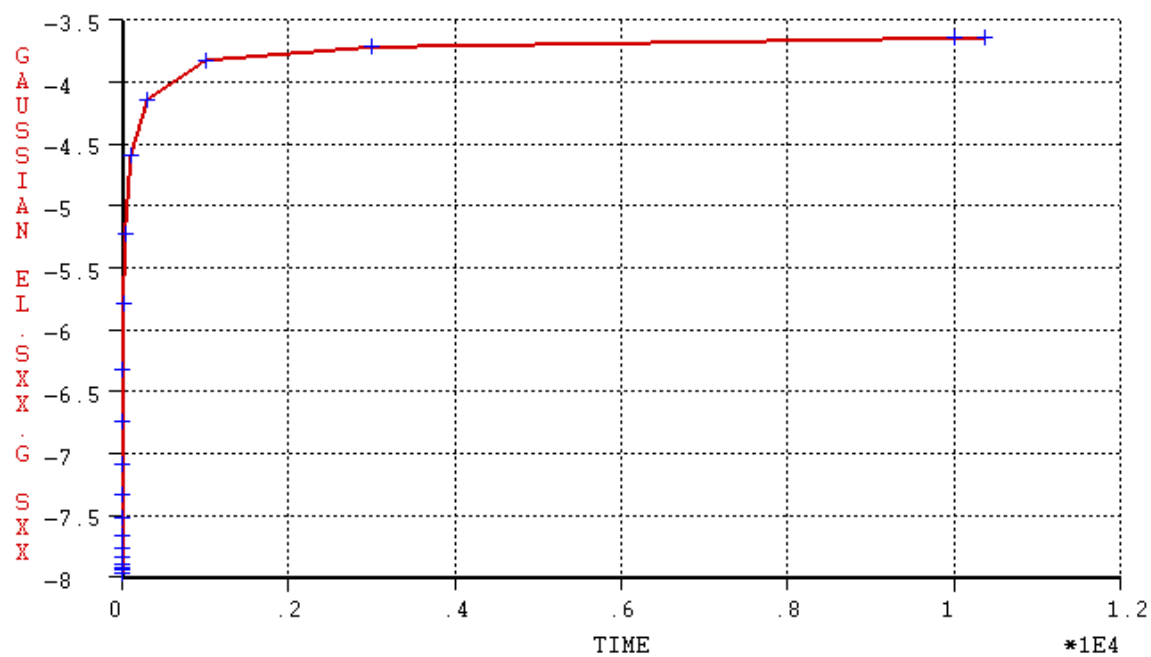


Fig.D.16 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($f_{cm} = 68$ MPa).

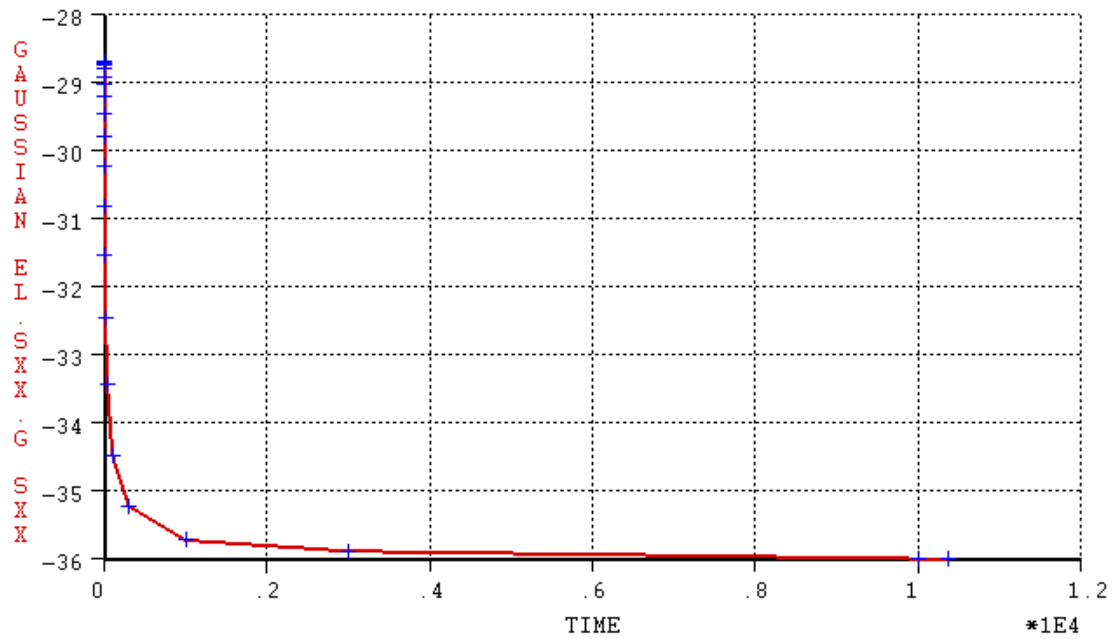


Fig.D.17 – Evolução das tensões no banço superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($f_{cm} = 68$ MPa).

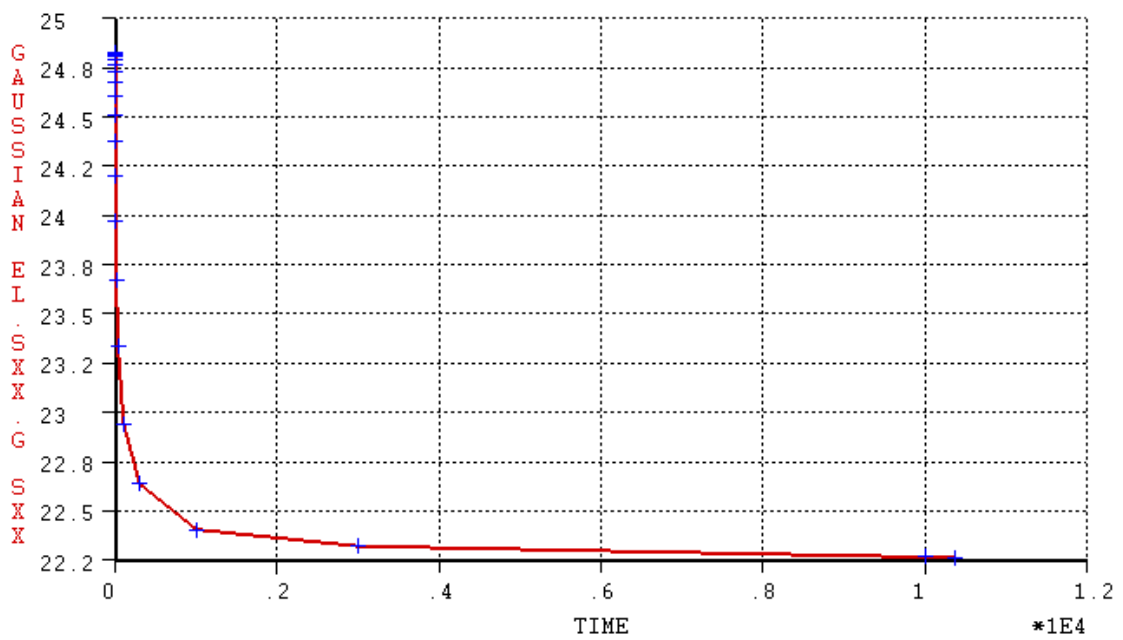


Fig.D.18 – Evolução das tensões no banço inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($f_{cm} = 68$ MPa).

D.4 IDADE DE CARREGAMENTO (t_0)

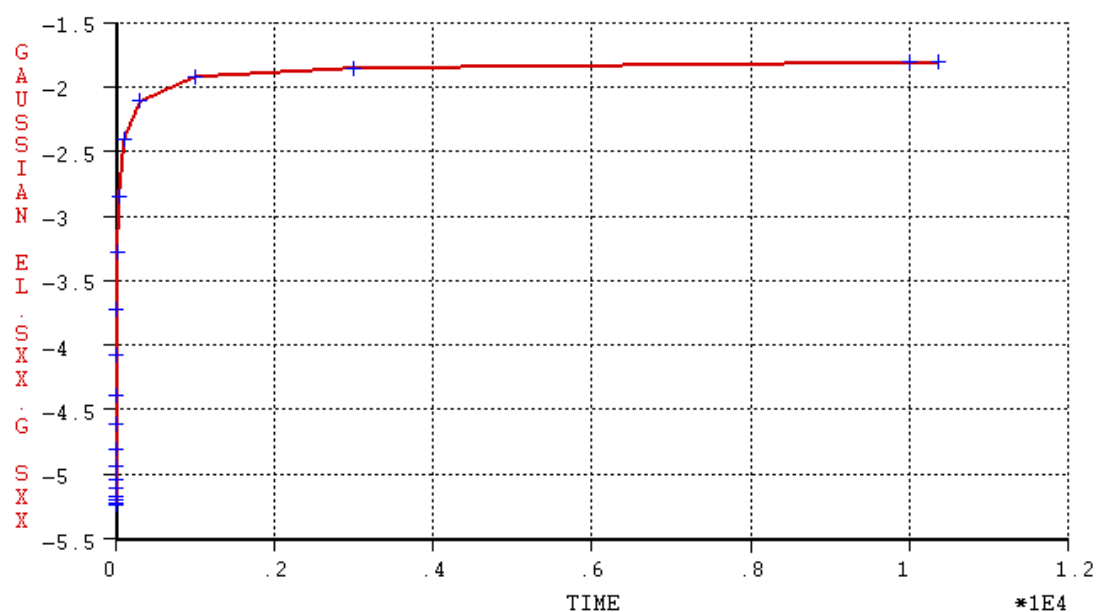


Fig.D.19 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($t_0 = 0$ dias).

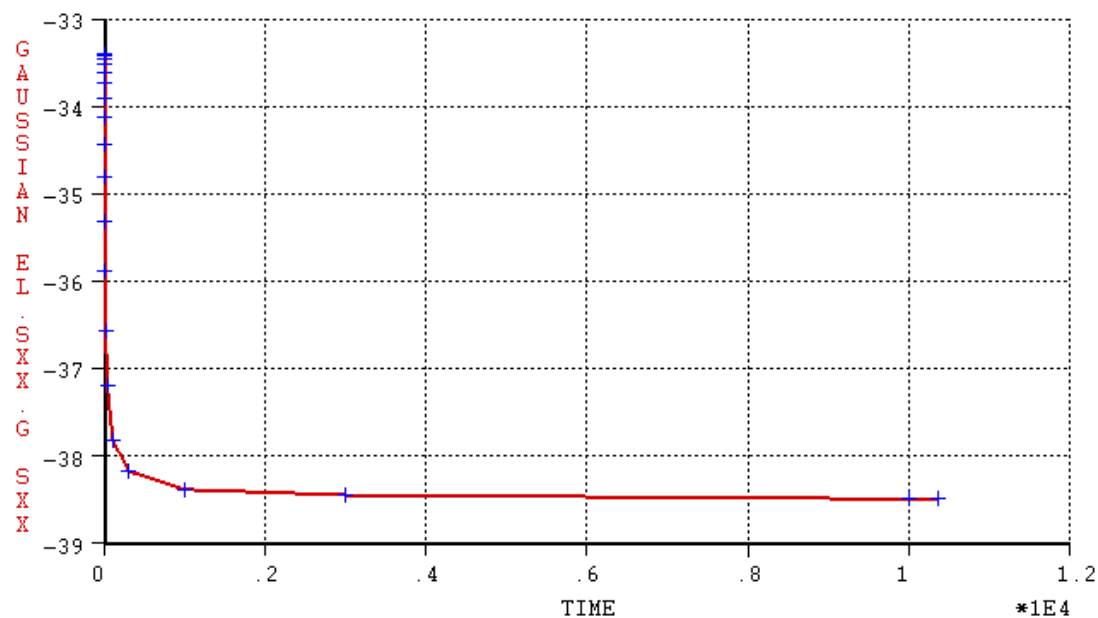


Fig.D.20 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($t_0 = 0$ dias).

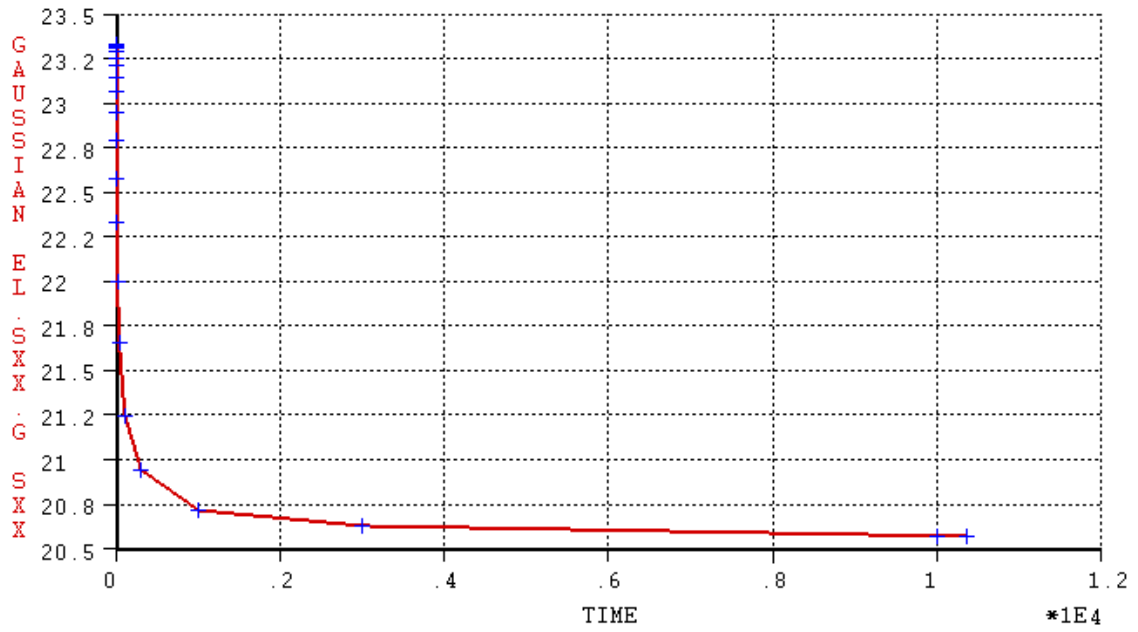


Fig.D.21 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($t_0 = 0$ dias).

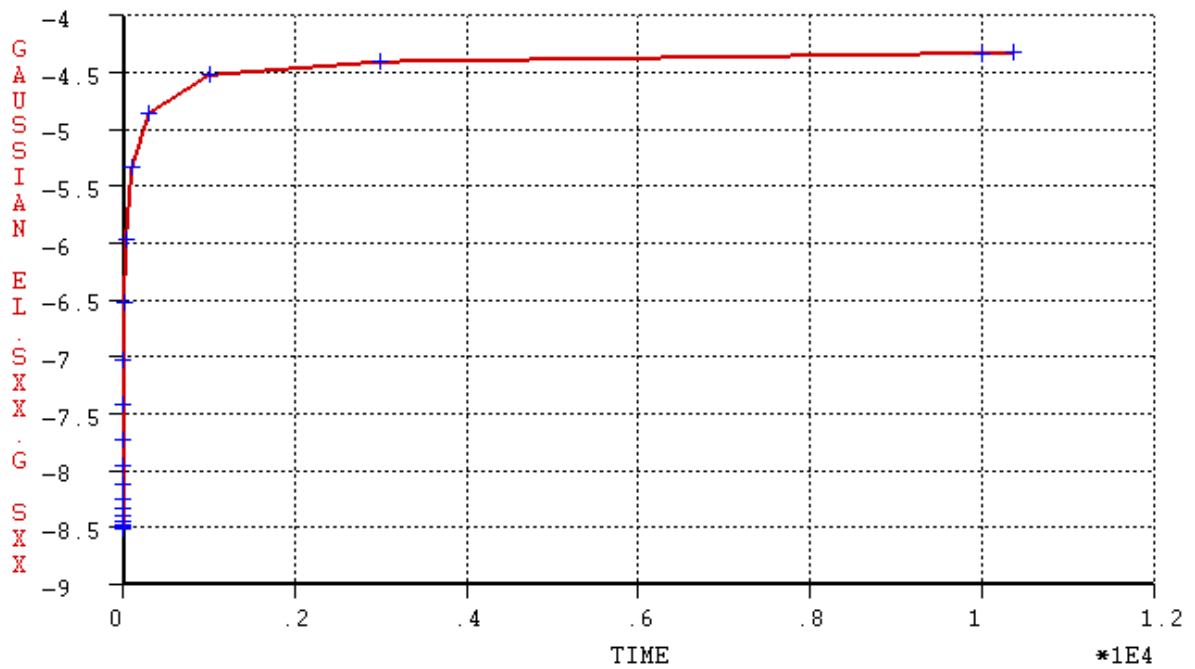


Fig.D.22 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($t_0 = 365$ dias).

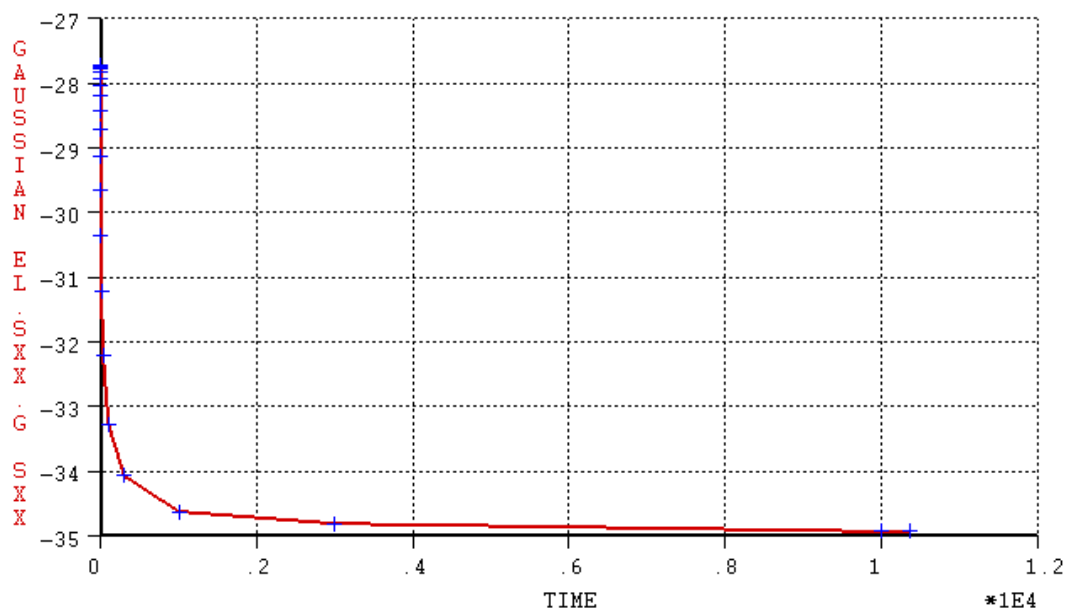


Fig.D.23 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($t_0 = 365$ dias).

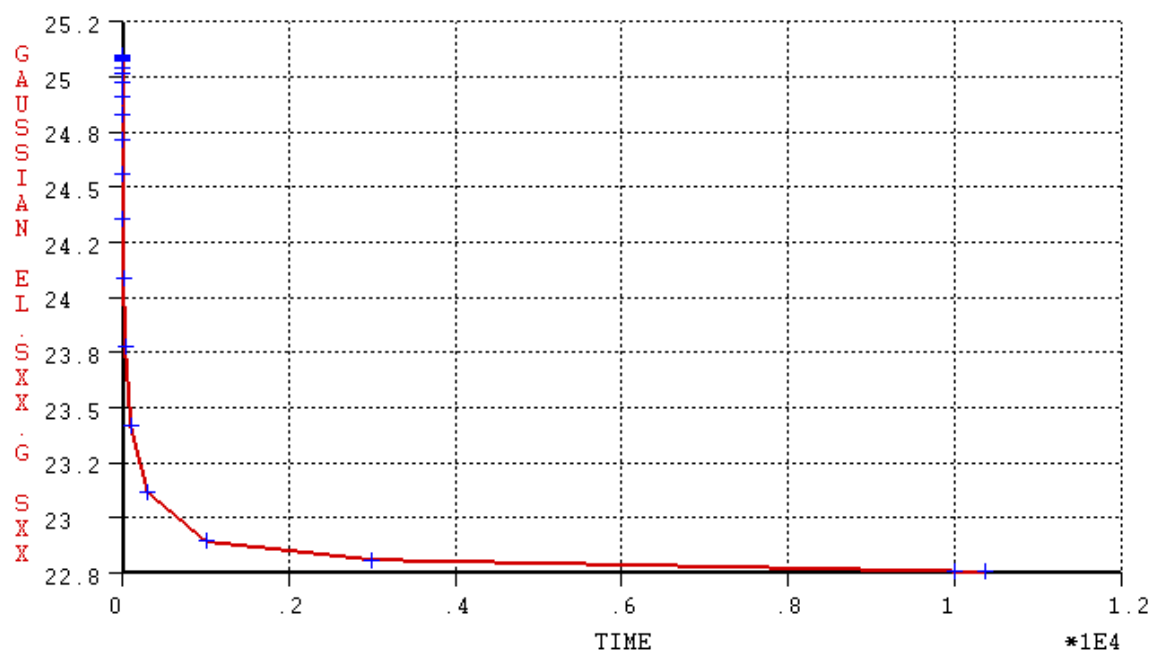
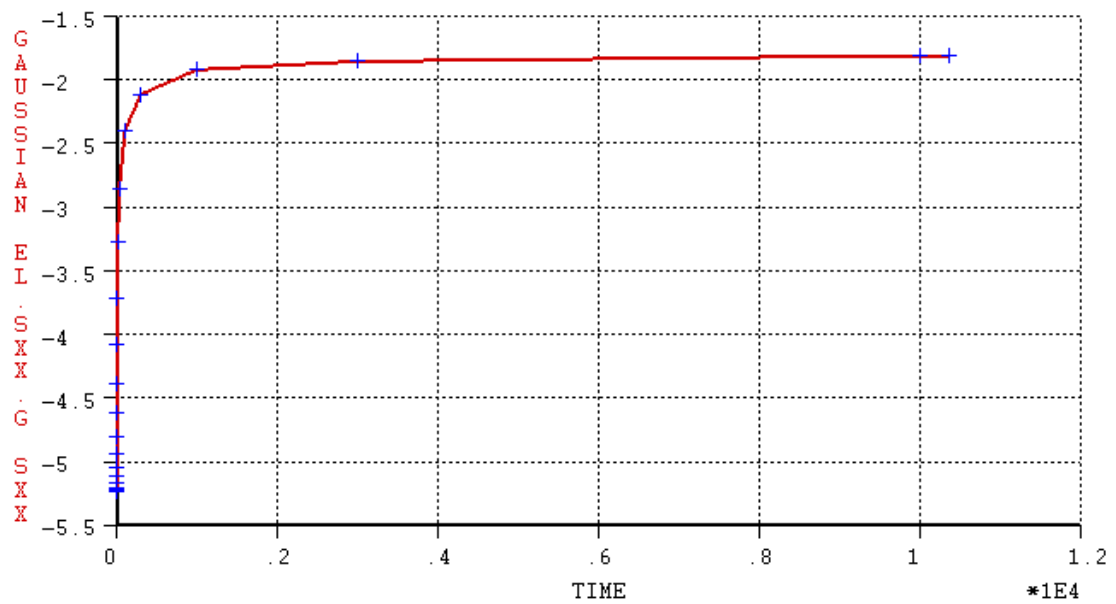
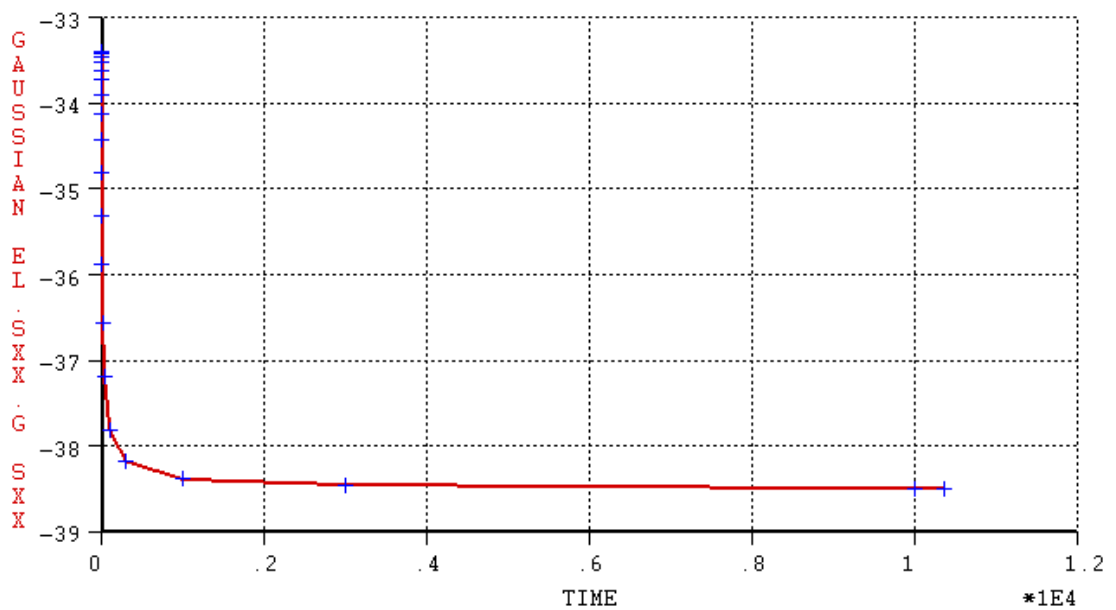


Fig.D.24 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($t_0 = 365$ dias).

D.5 TEMPERATURA MÉDIA DO AR ($T(\Delta t_i)$)Fig.D.25 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($T(\Delta t_i) = 0^\circ\text{C}$).Fig.D.26 – Evolução das tensões no banco superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($T(\Delta t_i) = 0^\circ\text{C}$).

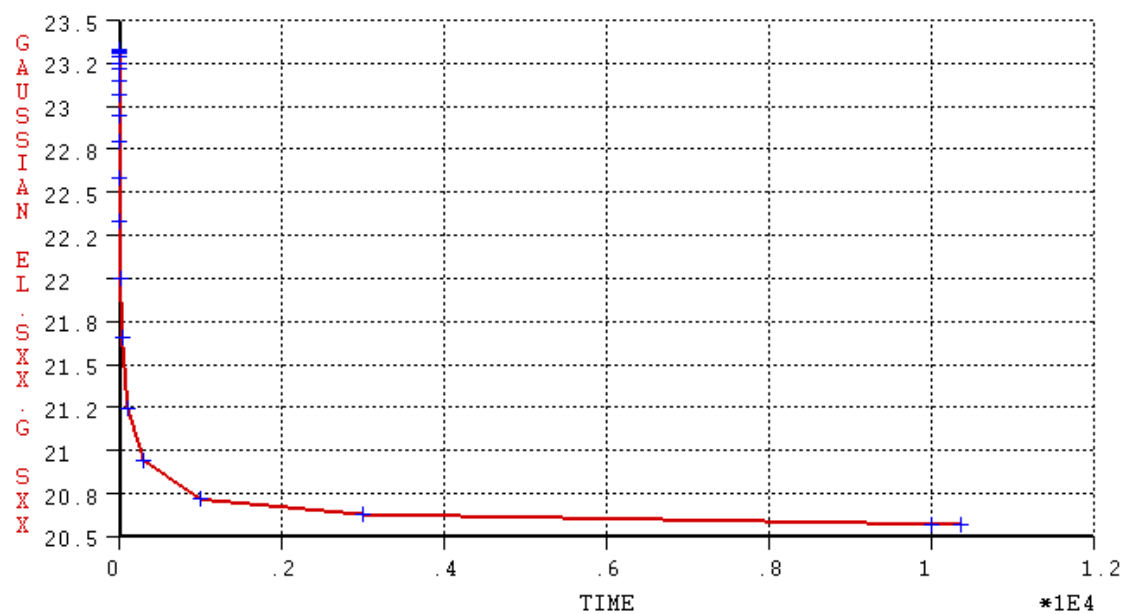


Fig.D.27 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($T(\Delta t) = 0^\circ\text{C}$).

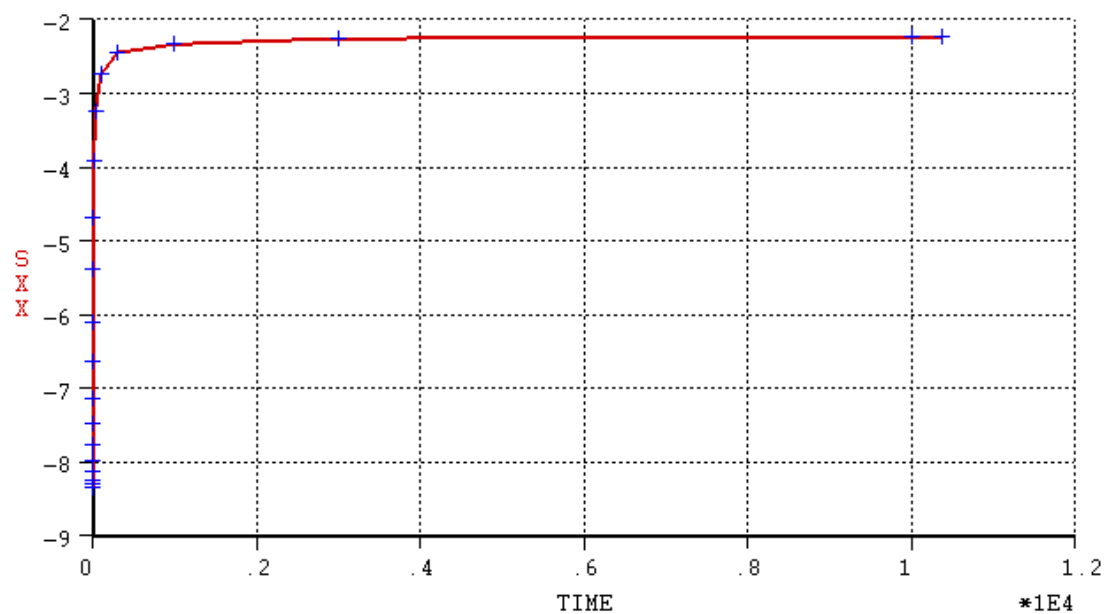


Fig.D.28 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa ($T(\Delta t) = 80^\circ\text{C}$).

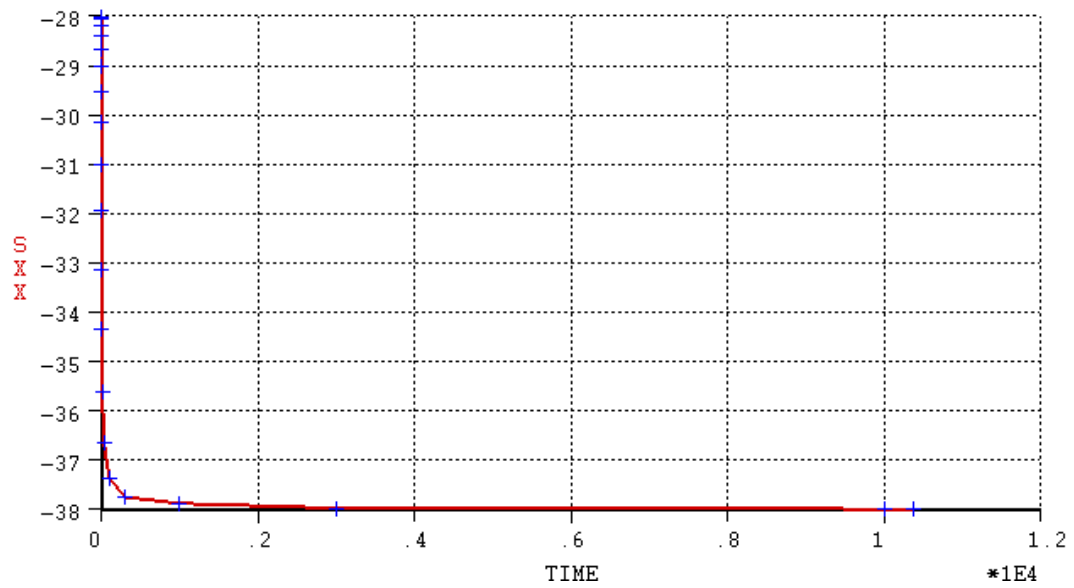


Fig.D.29 – Evolução das tensões no banço superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($T(\Delta t_i) = 80^\circ\text{C}$).

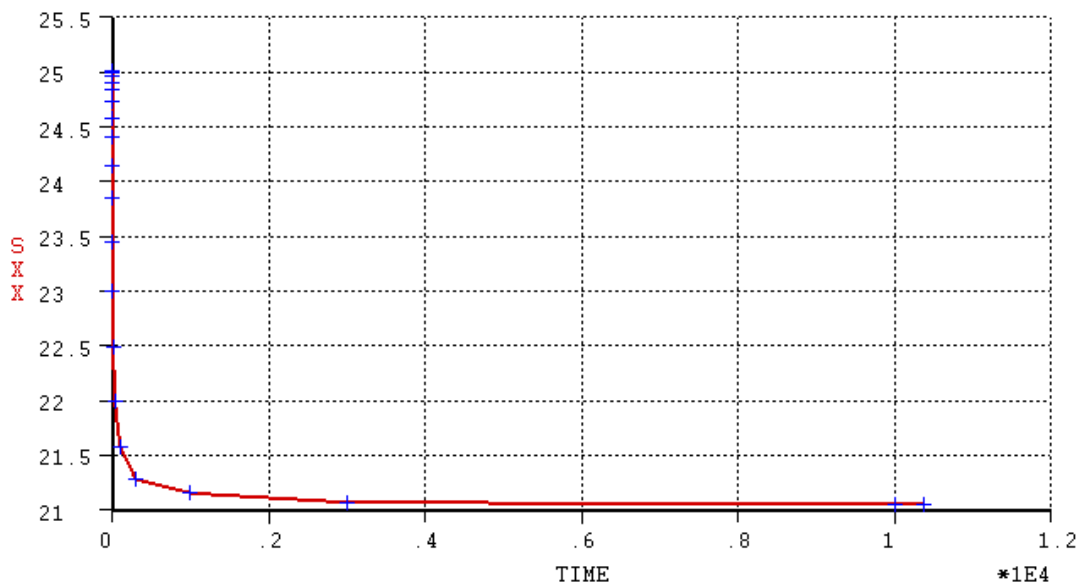


Fig.D.30 – Evolução das tensões no banço inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($T(\Delta t_i) = 80^\circ\text{C}$).

ANEXO E – ANÁLISE DA RETRACÇÃO: CEB – FIP MODEL CODE 1990

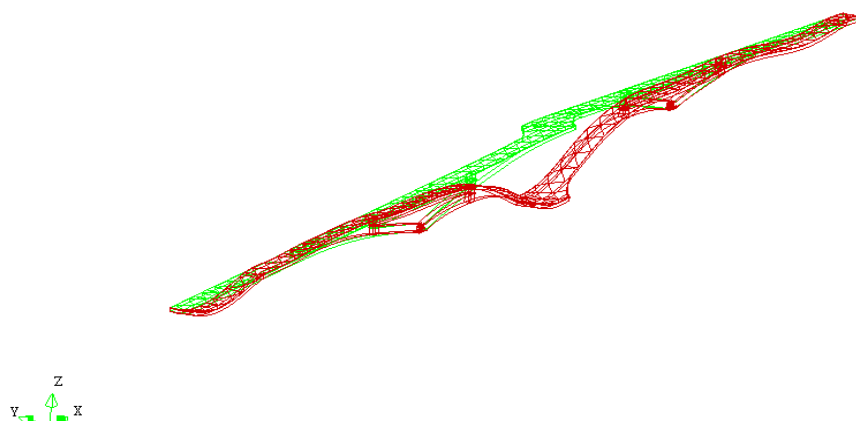


Fig.E.1 – Vista esquemática da deformada vertical da ponte (TDT Z).

```
Model: DIANA_V1612
PH1: Phase number 1
Step: 22 TIME: 104E10
Model TDTX...G TDTZ
Max = 8.94 Min = -170
Factor = 200
```

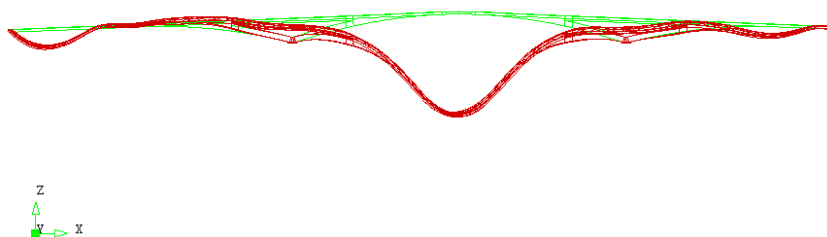


Fig.E.2 – Vista em alçado da deformada vertical da ponte (TDT Z).

```
Model: DIANA_V1612
PH1: Phase number 1
Step: 22 TIME: 104E10
Model TDTX...G TDTY
Max/Min on results set:
Max = 8.96 Min = -12.7
Factor = 113E4
```

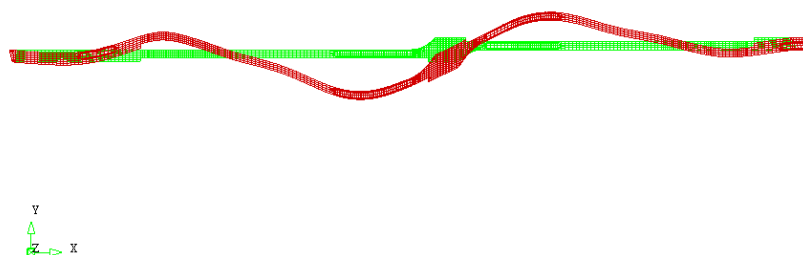


Fig.E.3 – Vista superior da deformada transversal da ponte (TDT Y).

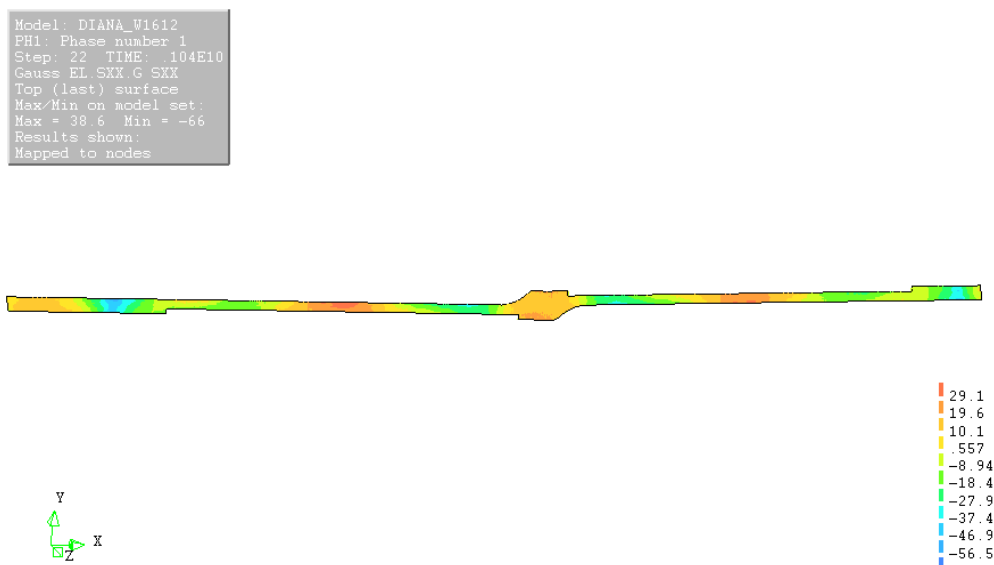


Fig.E.4 – Desenvolvimento das tensões ao longo do banzo inferior do caixão metálico do tabuleiro.

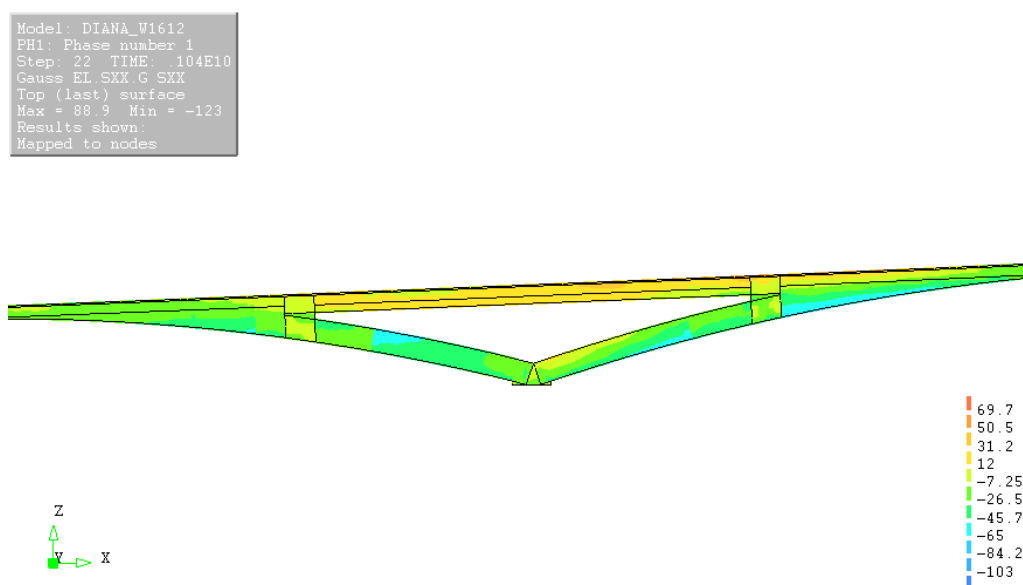


Fig.E.5 – Desenvolvimento das tensões na célula triangular poente.

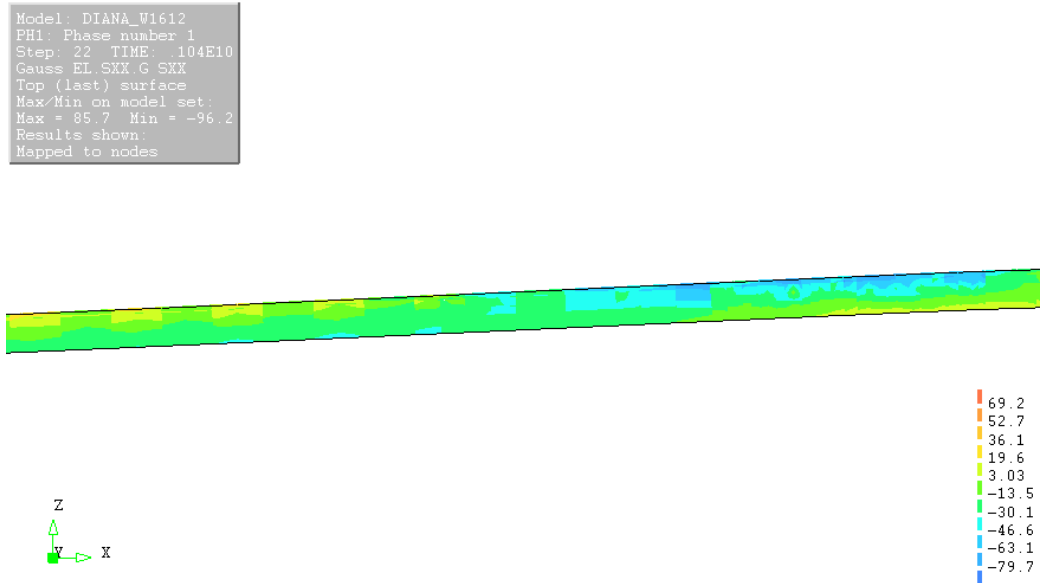


Fig.E.6 – Tensões no elemento de aço na região de meio – vão.

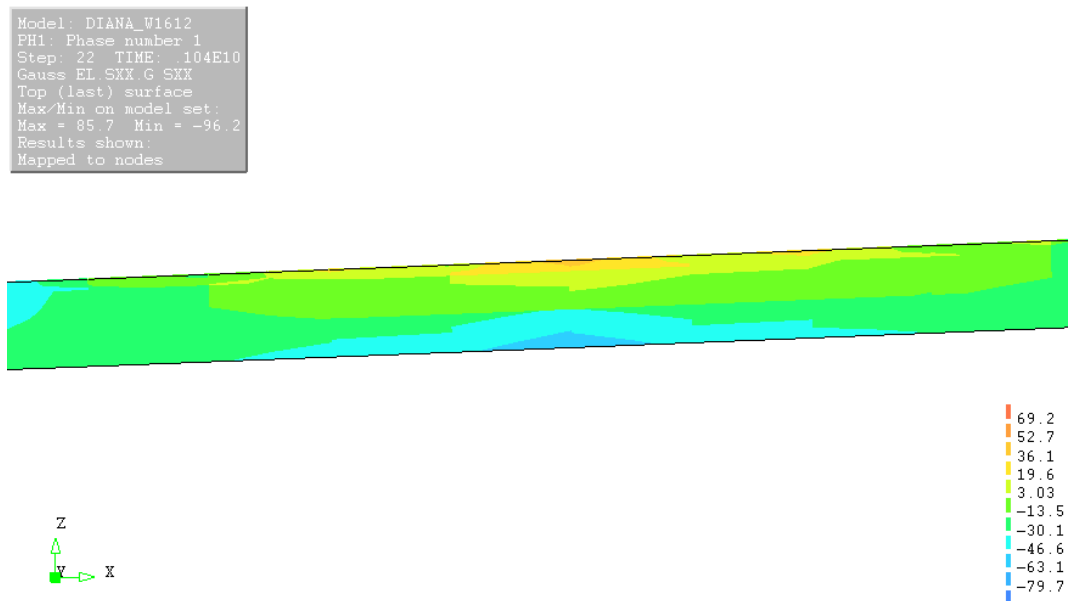


Fig.E.7 – Tensões no elemento de aço na vizinhança do pilar.

ANEXO F – ANÁLISE DA RETRACÇÃO: ACI209R-92

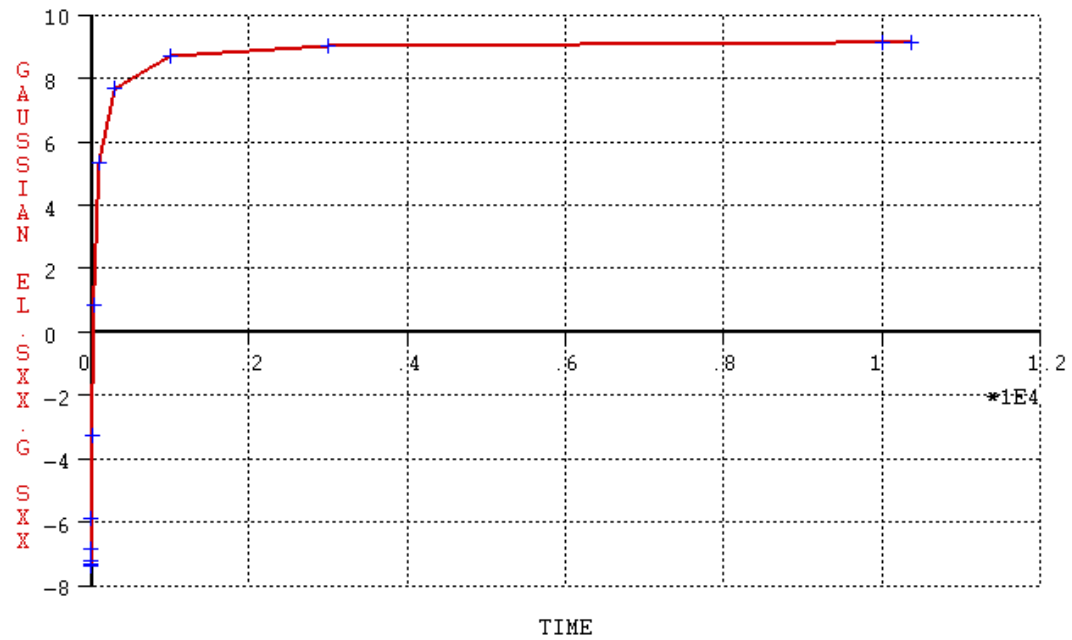


Fig.F.1 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

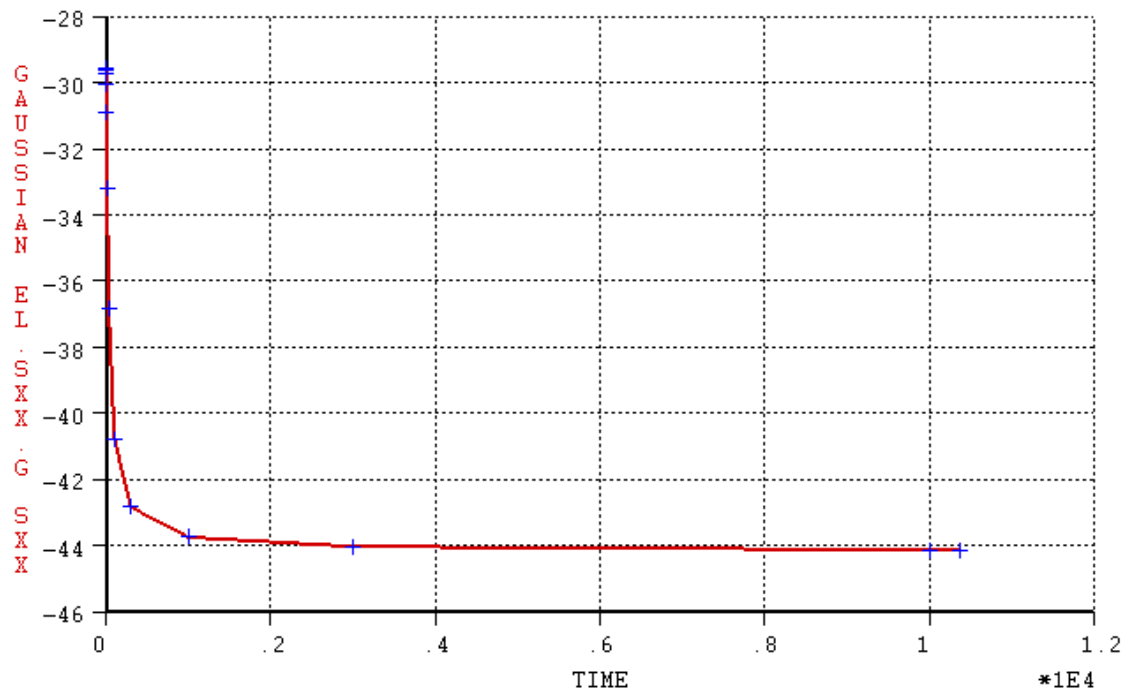


Fig.F.2 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

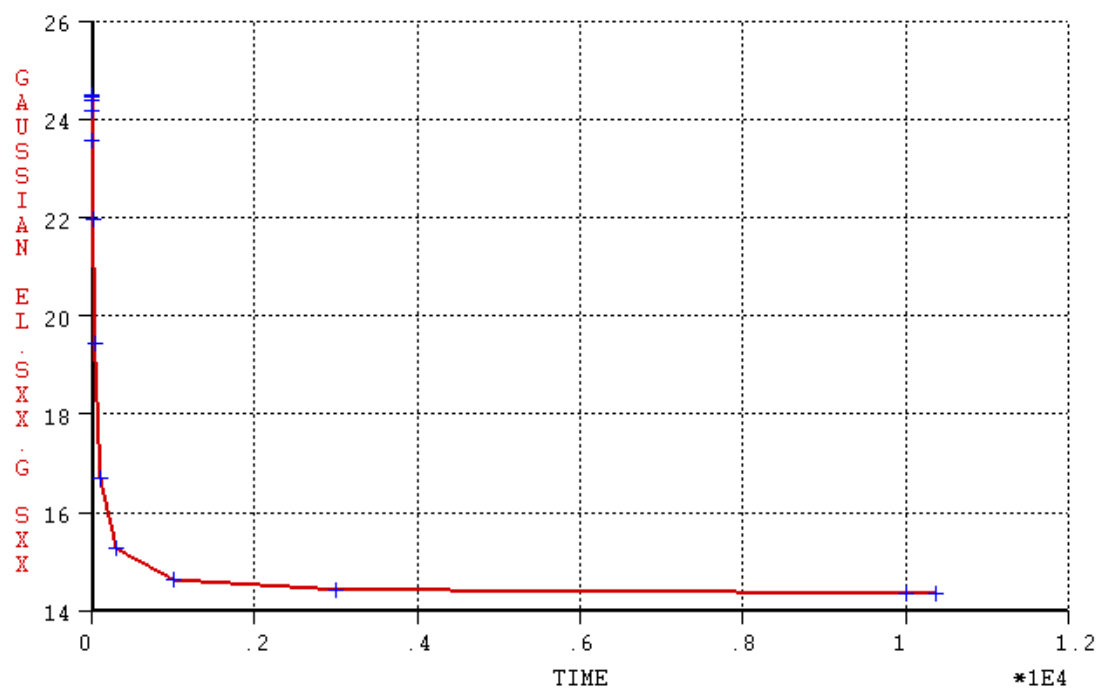


Fig.F.3 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

ANEXO G – ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS FACTORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DA RETRACÇÃO

G.1 HUMIDADE RELATIVA (RH)

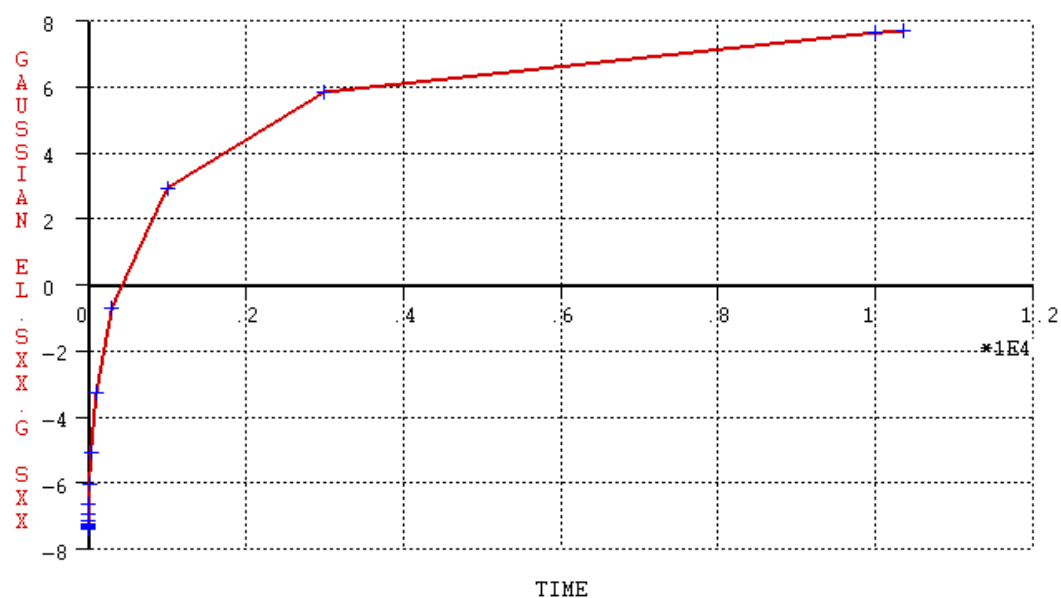


Fig.G.1 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (RH = 40%).

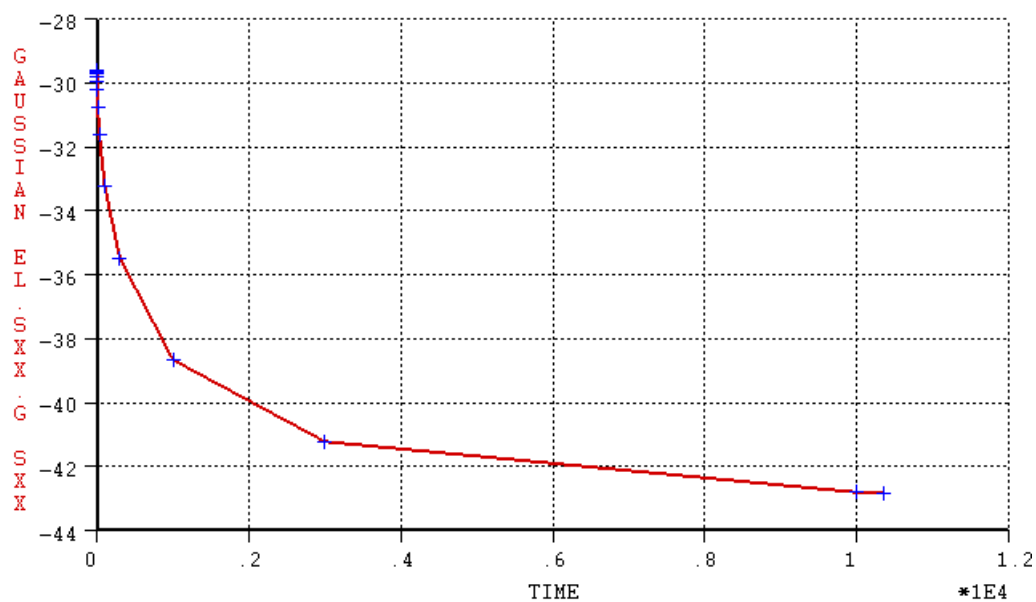


Fig.G.2 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (RH = 40%).

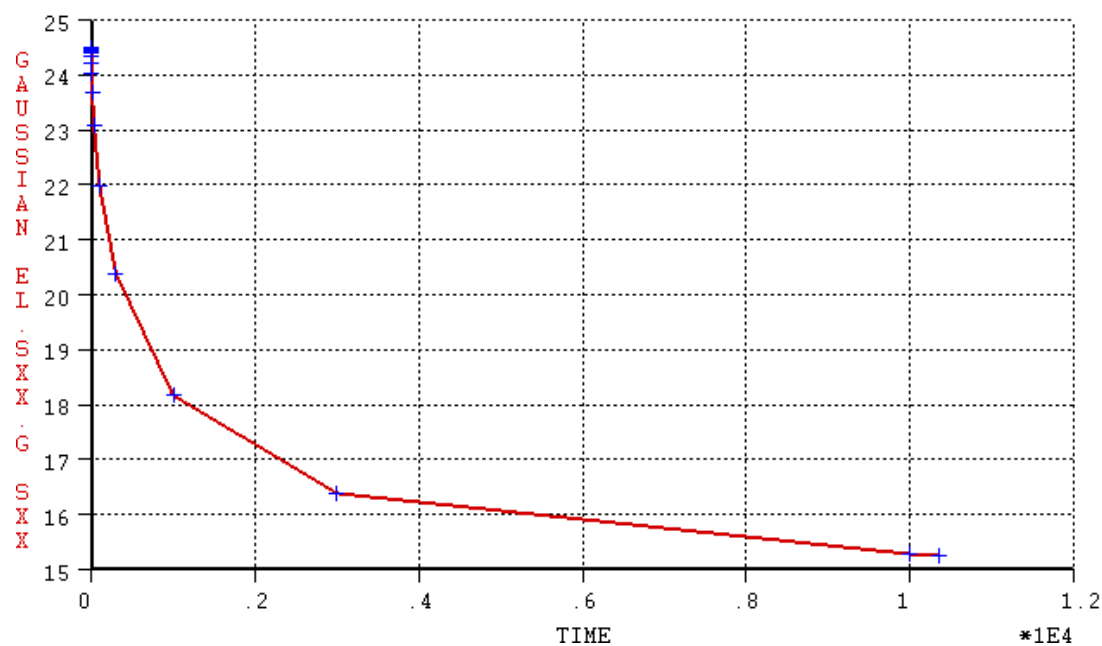


Fig.G.3 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (RH = 40%).

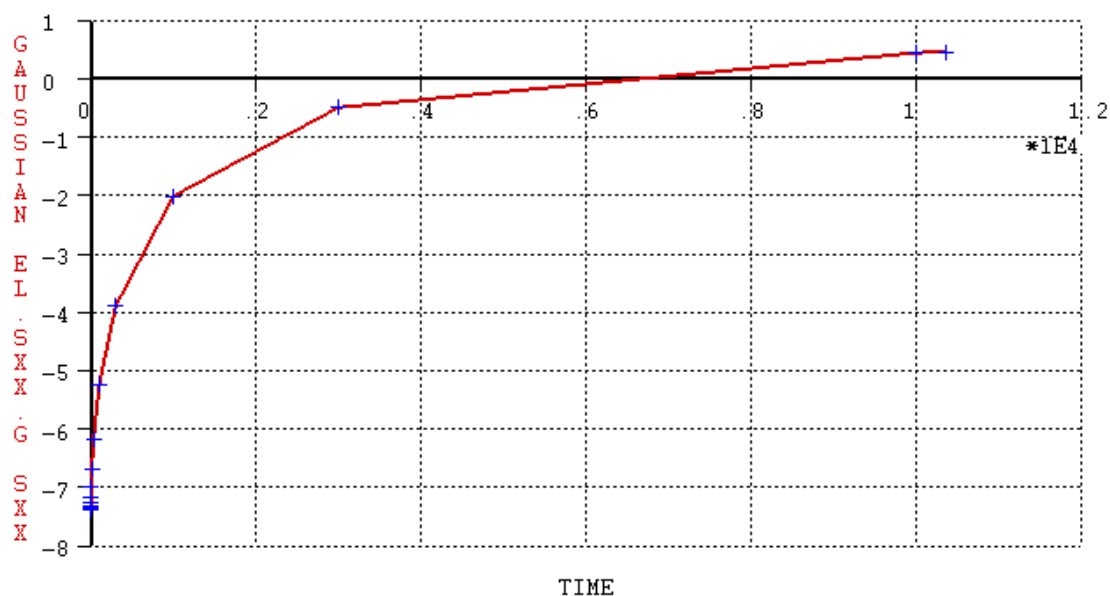


Fig.G.4 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (RH = 80%).

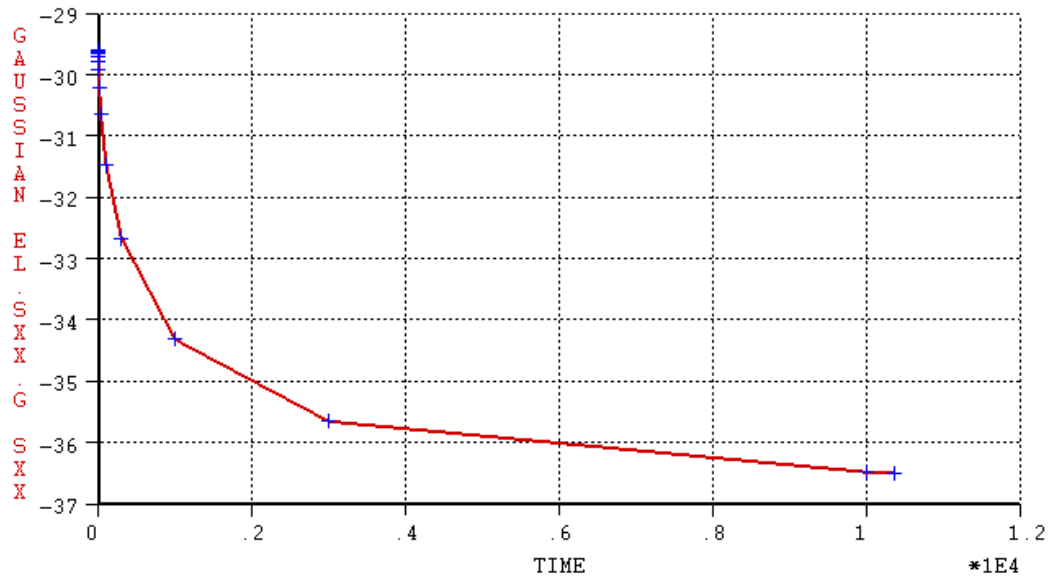


Fig.G.5 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (RH = 80%).

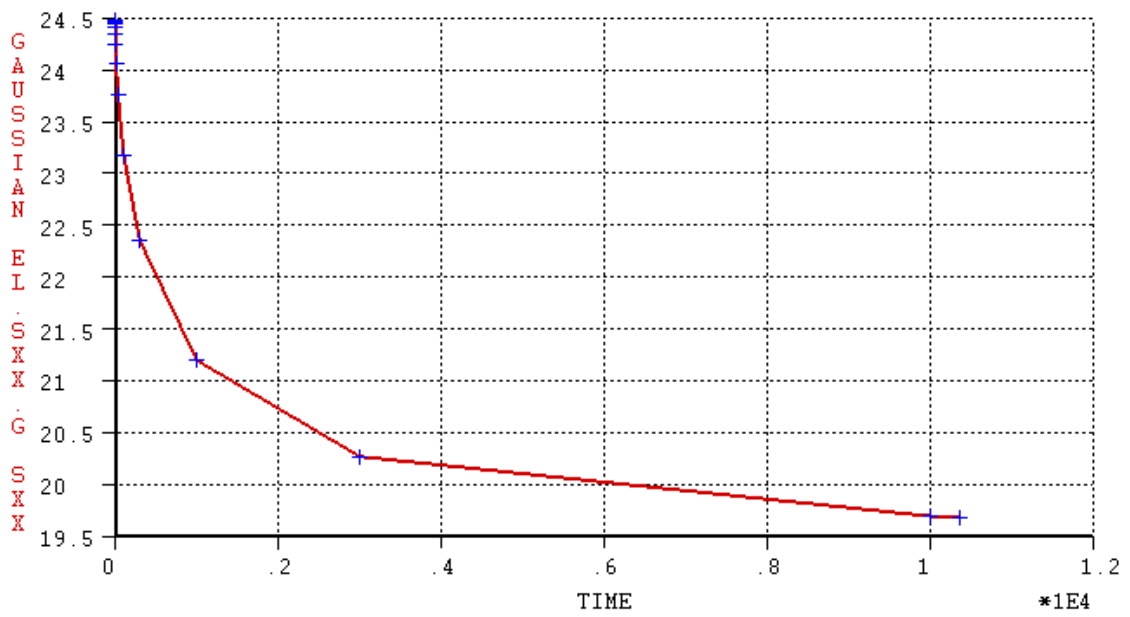


Fig.G.6 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (RH = 80%).

G.2 ESPESSURA EQUIVALENTE DA PEÇA (h_0)

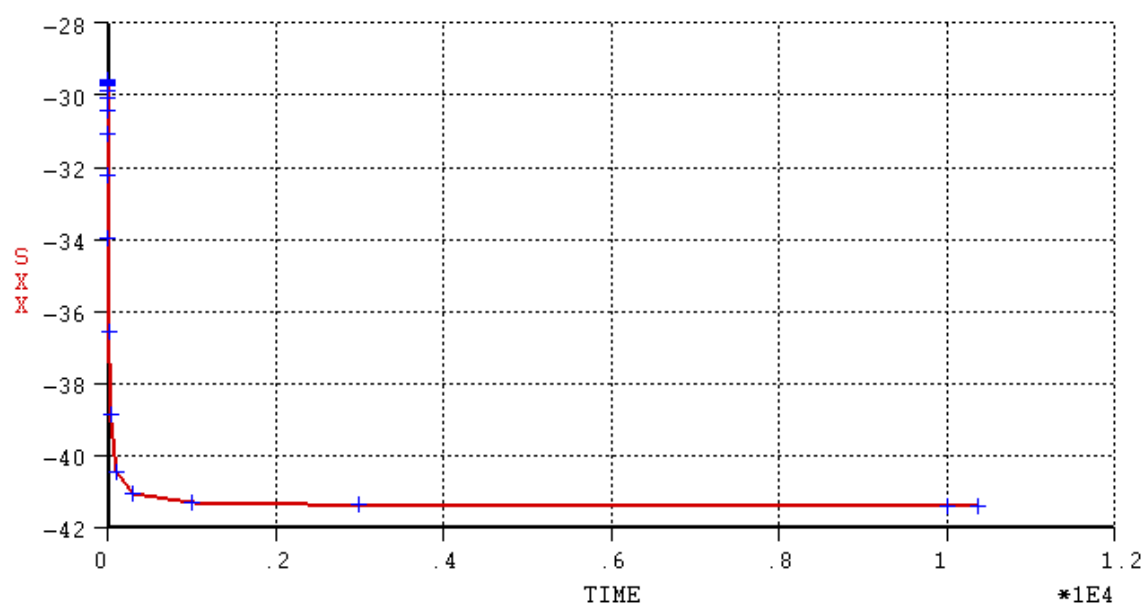


Fig.G.7 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 25$ mm).

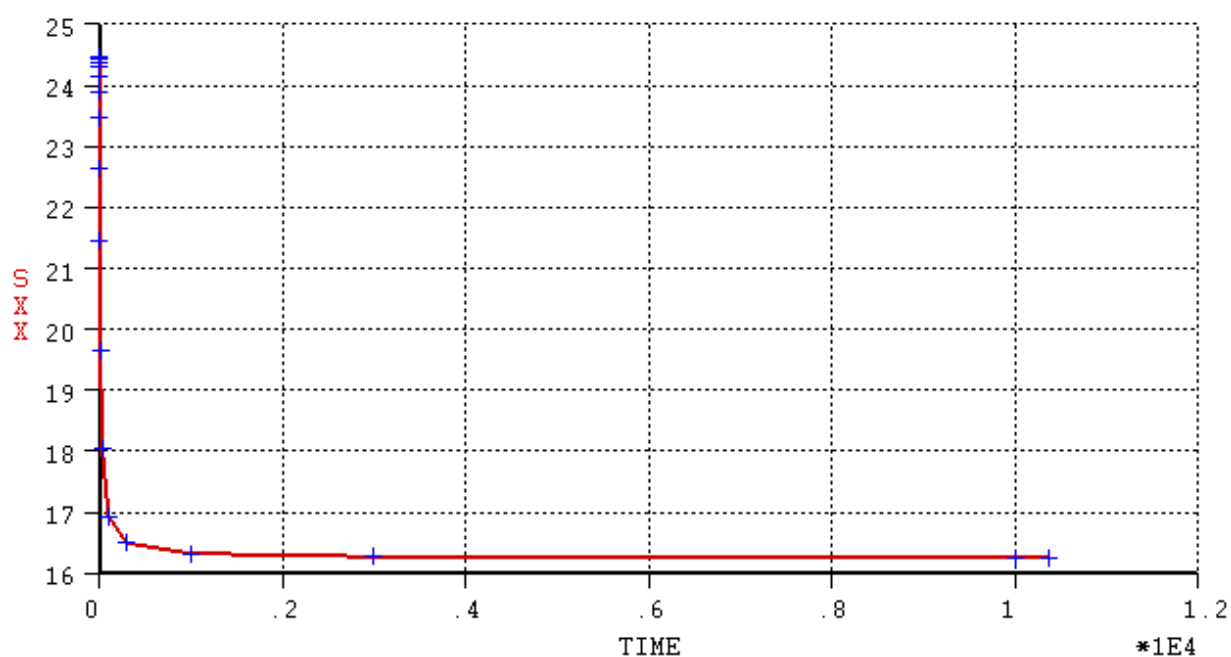


Fig.G.8 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 25$ mm).

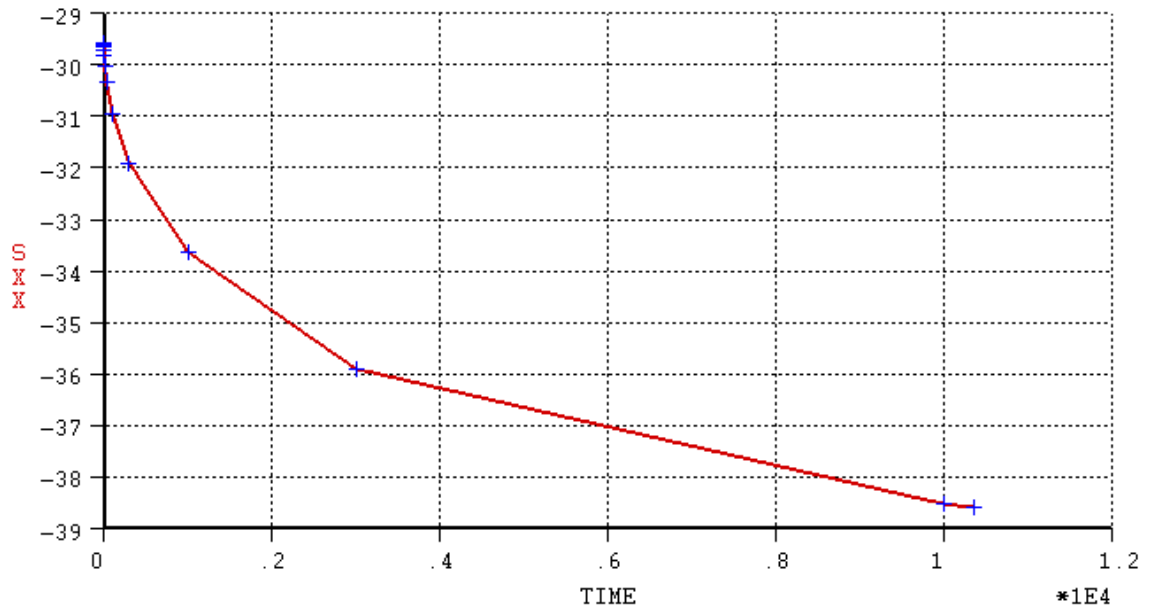


Fig.G.9 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 500$ mm).

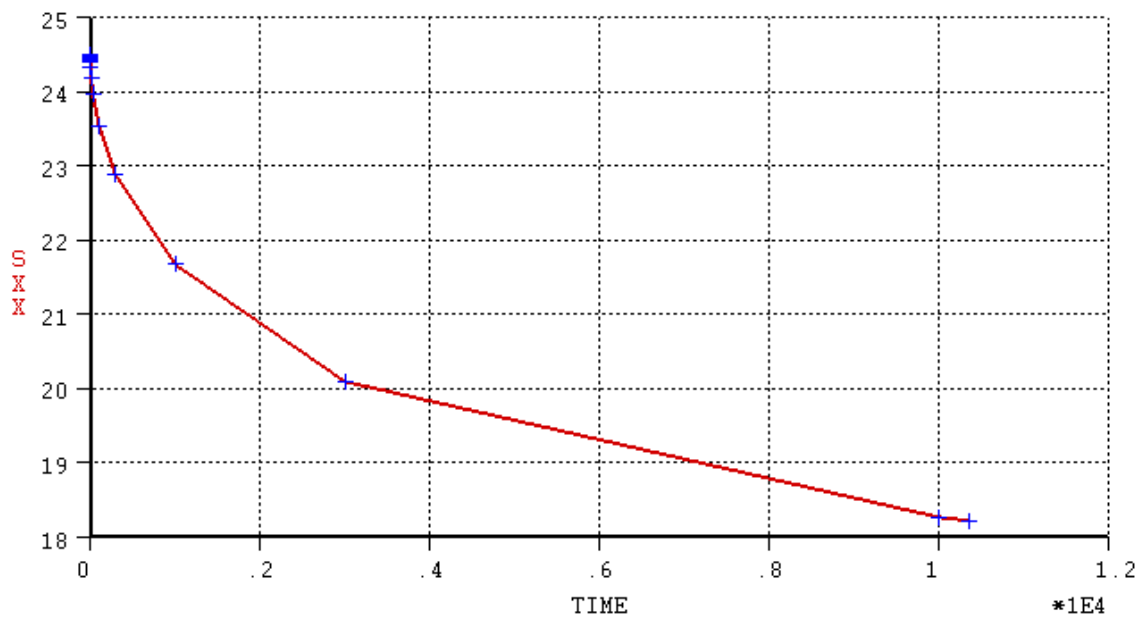


Fig.G.10 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa ($h_0 = 500$ mm).

ANEXO H – ANÁLISE VISCOELÁSTICA LINEAR E EFEITOS DA RETRACÇÃO

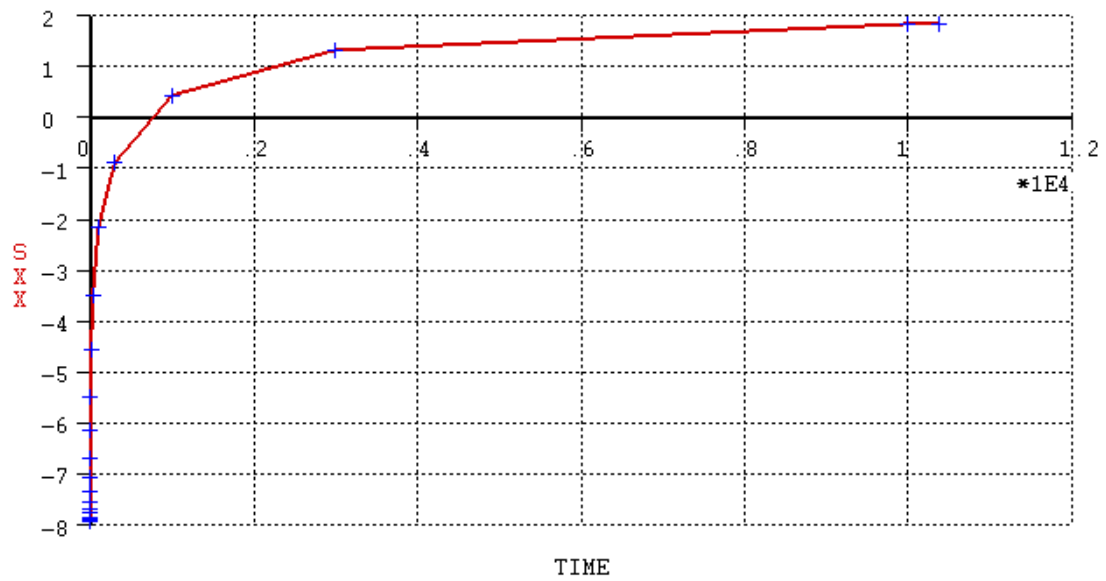


Fig.H.1 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (CEB1990).

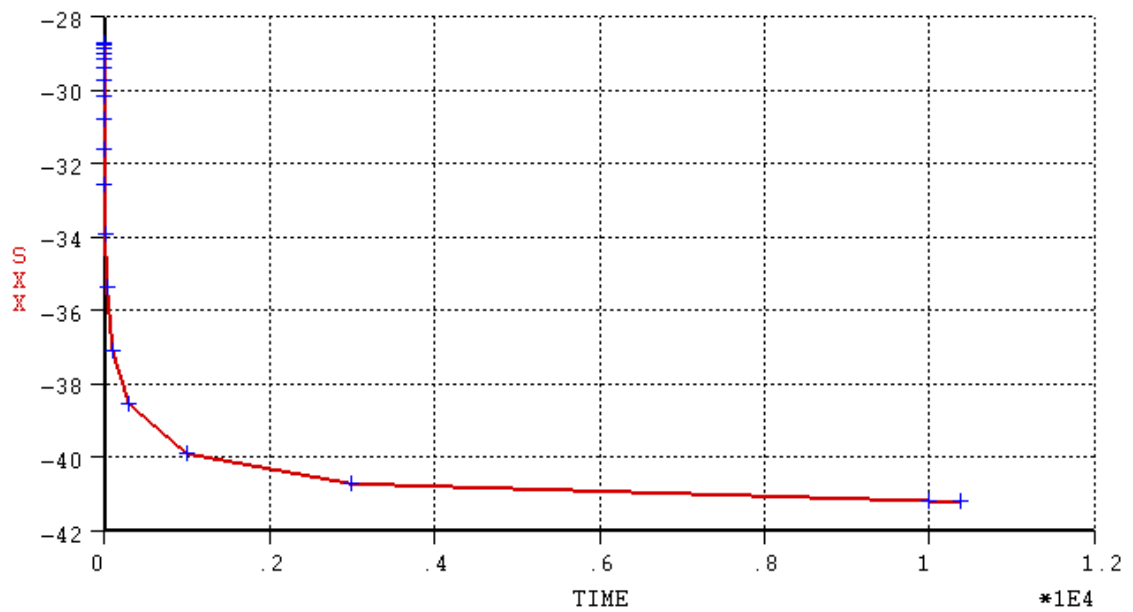


Fig.H.2 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (CEB1990).

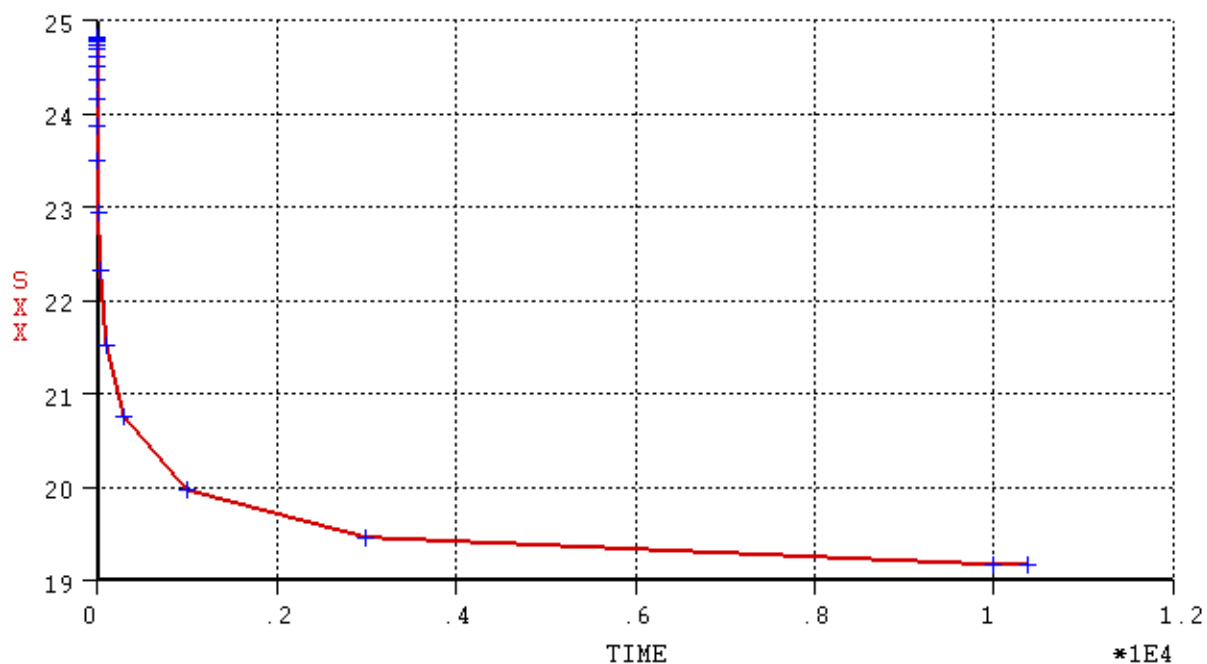


Fig.H.3 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (CEB1990).

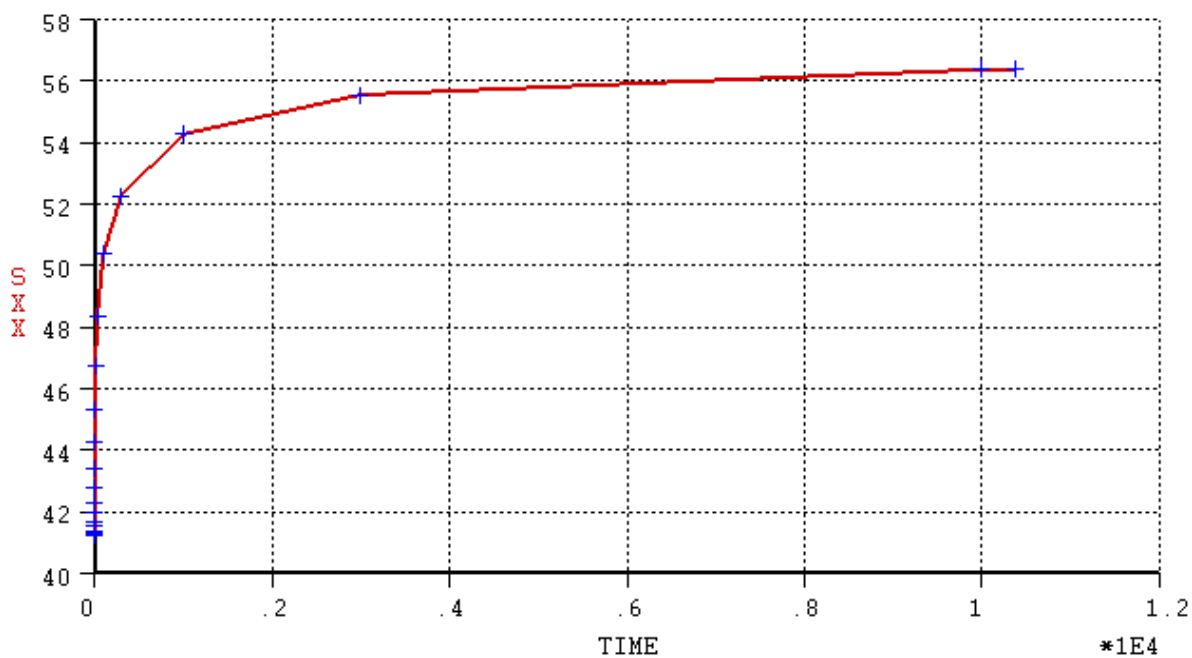


Fig.H.4 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço na vizinhança da célula triangular poente, em MPa (CEB1990).

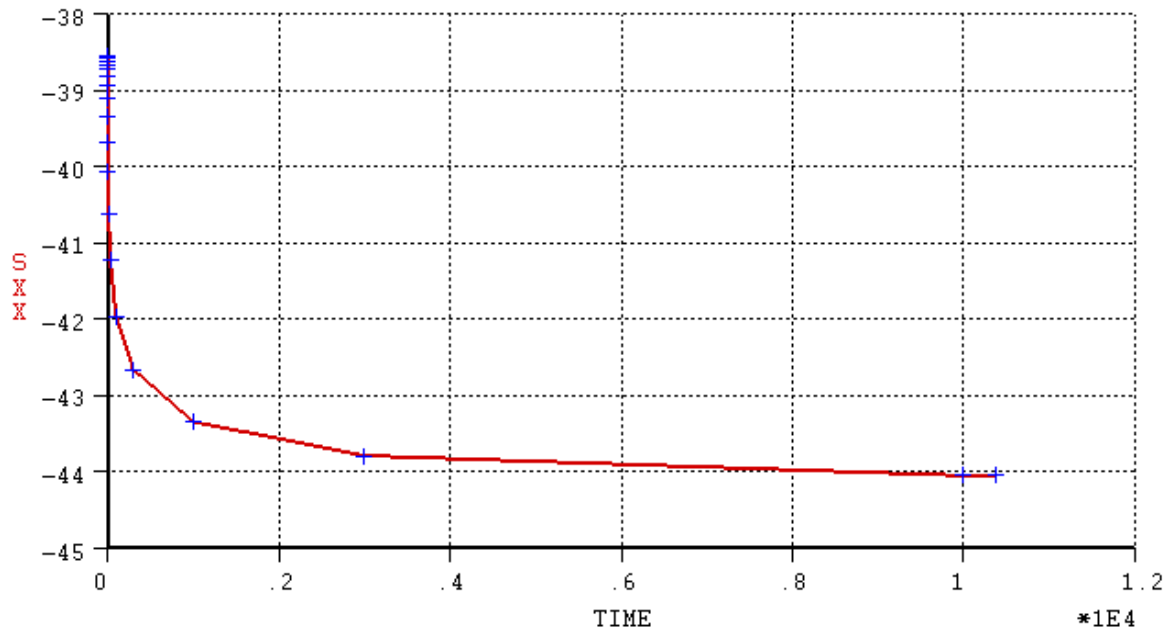


Fig.H.5 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço na vizinhança da célula triangular poente, em MPa (CEB1990).

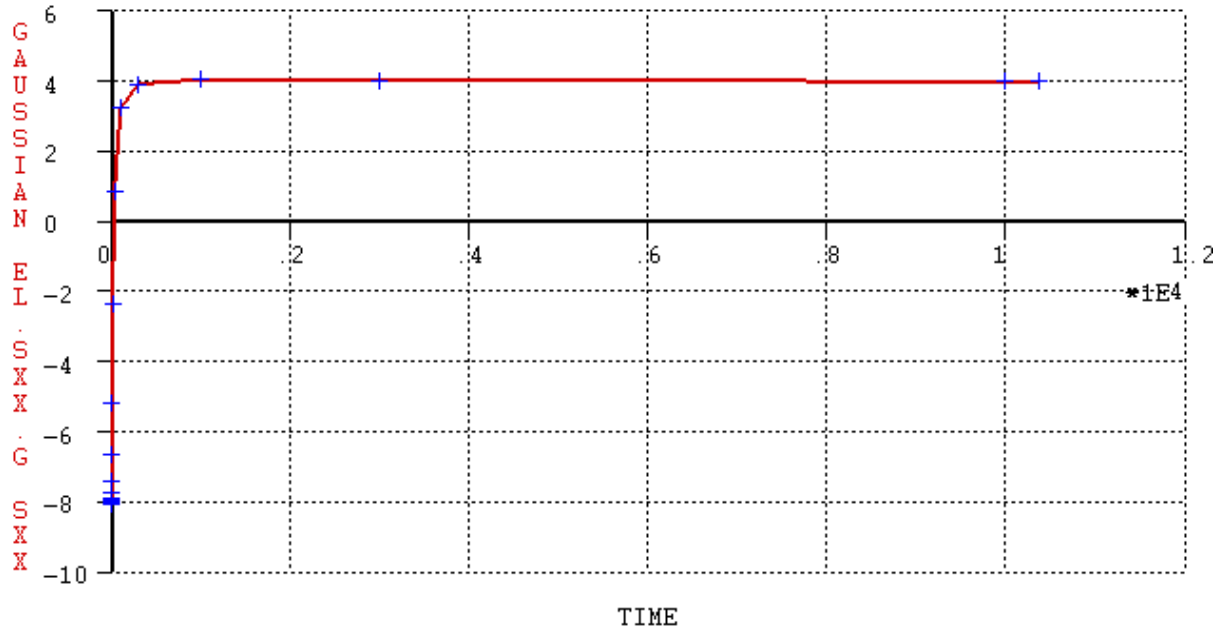


Fig.H.6 – Evolução das tensões na laje de betão da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

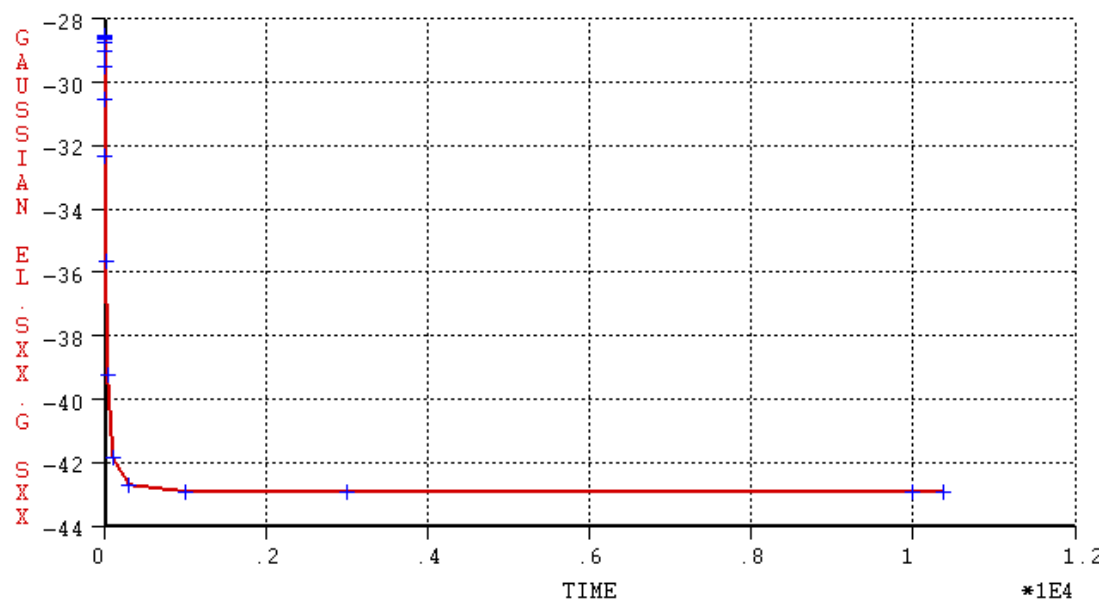


Fig.H.7 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

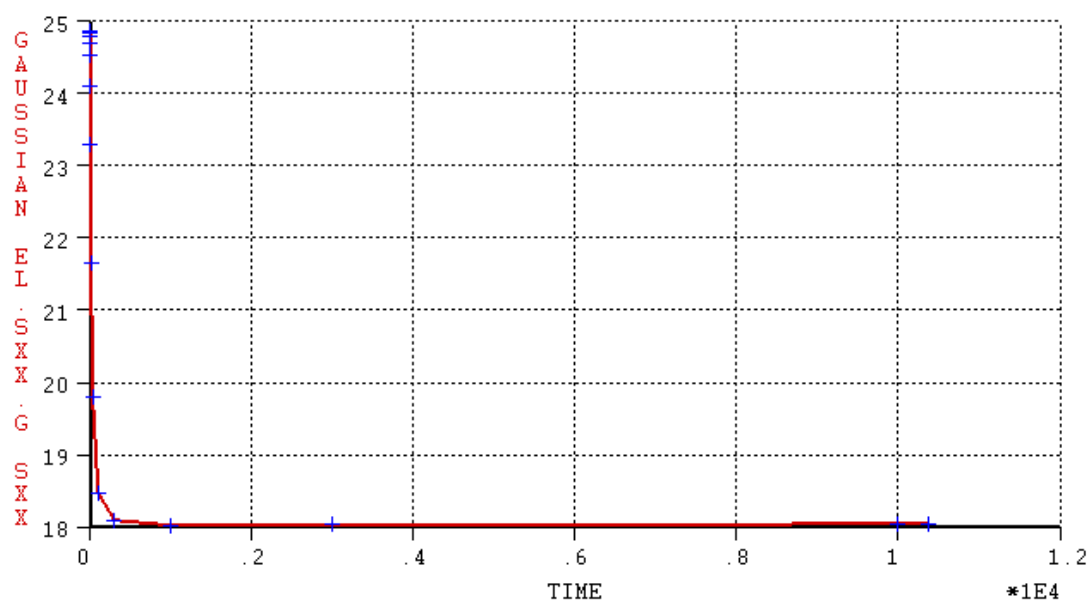


Fig.H.8 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço da secção de meio – vão, em MPa (ACI209).

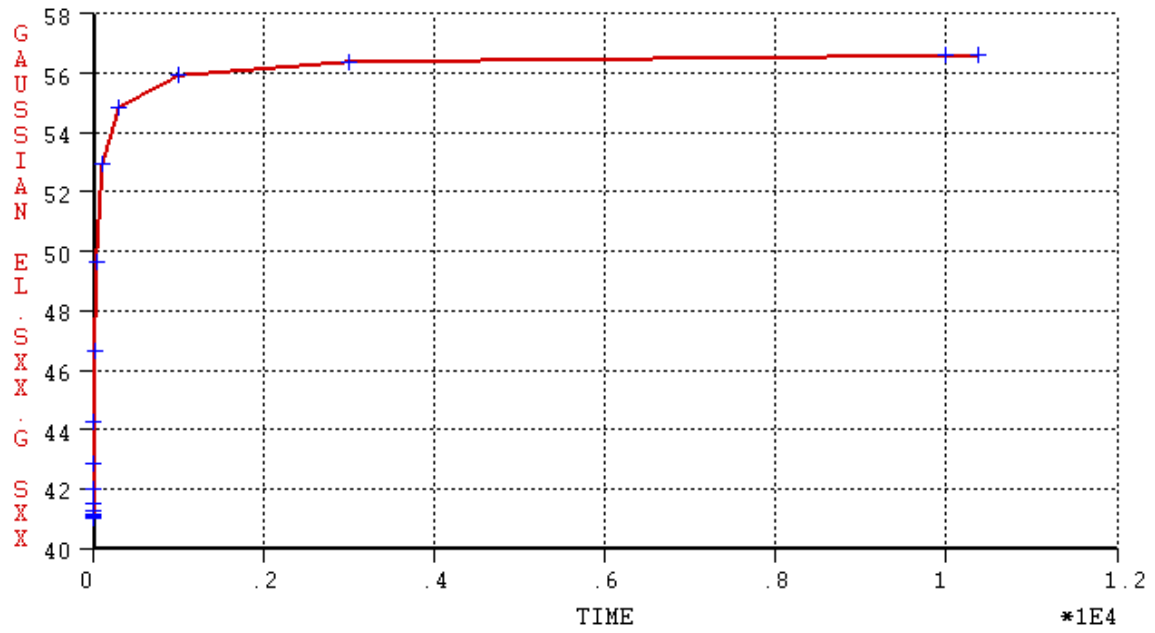


Fig.H.9 – Evolução das tensões no banzo superior do caixão de aço na vizinhança da célula triangular poente, em MPa (ACI209).

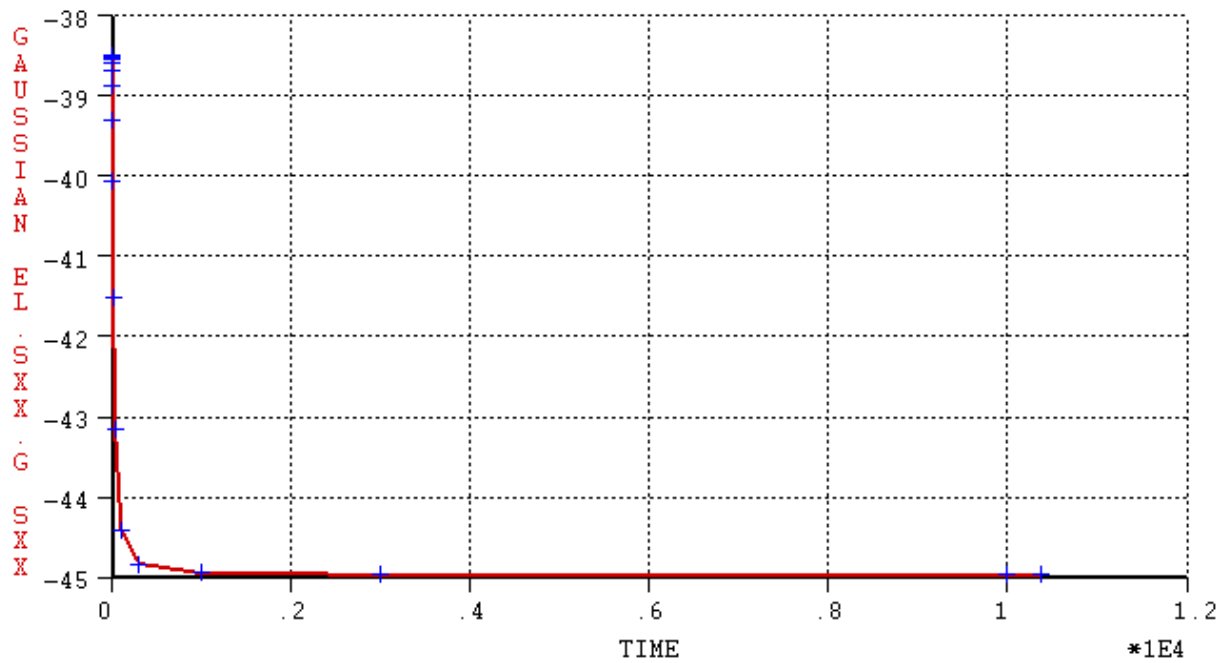


Fig.H.5 – Evolução das tensões no banzo inferior do caixão de aço na vizinhança da célula triangular poente, em MPa (ACI209).